



TITLE:

高強度コンクリートの製造とその
諸特性に関する基礎的研究(
Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

大塩, 明

CITATION:

大塩, 明. 高強度コンクリートの製造とその諸特性に関する基礎的研究.
京都大学, 1984, 工学博士

ISSUE DATE:

1984-07-23

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.r5352>

RIGHT:

高強度コンクリートの製造と
その諸特性に関する基礎的研究

昭和59年 3 月

大 塩 明

高強度コンクリートの製造と その諸特性に関する基礎的研究

昭和59年 3 月

大 塩 明

高強度コンクリートの製造とその
諸特性に関する基礎的研究

目 次

第1章 緒 論	1
1.1 序 論	1
1.2 高強度コンクリートの製造方法に関する既往の研究	2
1.3 本論文の概要	19
第2章 高性能減水剤を用いた高強度コンクリートに関する研究	25
2.1 緒 言	25
2.1.1 配合上の検討に関する既往の研究	25
2.1.2 耐久性に関する既往の研究	28
2.2 コンクリートの配合上の検討	29
2.2.1 試験の目的	29
2.2.2 試験方法	29
2.2.3 試験結果	30
2.2.4 考 察	30
2.3 セメントの品種がコンクリートの強度に及ぼす影響	37
2.3.1 試験の目的	37
2.3.2 使用材料	37
2.3.3 試験方法	37
2.3.4 試験結果と考察	38
2.4 粗骨材の性質がコンクリートの強度に及ぼす影響	39
2.4.1 試験の目的	39
2.4.2 使用材料	40
2.4.3 試験方法	40
2.4.4 試験結果と考察	40
2.5 高強度コンクリートの耐久性	45
2.5.1 耐凍結融解性	45
2.5.2 水密性	46
2.5.3 耐薬品性	47
2.5.4 耐衝撃性	48
2.6 高強度コンクリートの微視的検討	48
2.6.1 試験の目的	48
2.6.2 セメント硬化体の細孔径分布の測定	49
2.6.3 セメント硬化体の結合水の測定	50
2.6.4 セメントペーストの走査型電子顕微鏡写真	51
2.7 結 語	54

第3章	クリンカーを骨材に用いた高強度コンクリートに関する研究	57
3.1	緒言	57
3.2	クリンカー骨材ならびにクリンカーコンクリートの諸性状	58
3.2.1	クリンカーの比重および吸水量	58
3.2.2	クリンカー自体の強さ	59
3.2.3	クリンカーの種類あるいはクリンカーの粒径範囲とそれら コンクリートの圧縮強度	60
3.2.4	クリンカーのプレウエットがコンクリートの圧縮強度に及ぼす影響	62
3.2.5	クリンカーコンクリートの単位セメント量と圧縮強度	63
3.2.6	骨材の種類の組合せとコンクリート強度	65
3.2.7	クリンカーと天然碎石骨材の混合使用	68
3.3	クリンカー骨材ならびに碎石を用いた高強度コンクリートの物理的基礎性状	68
3.3.1	はじめに	68
3.3.2	使用材料および配合	68
3.3.3	圧縮、引張、曲げ強度と静弾性係数	69
3.3.4	応力・ひずみ曲線とポアソン比	70
3.3.5	支圧強度	70
3.3.6	鉄筋との付着強度	71
3.3.7	乾燥収縮	72
3.3.8	クリープ	73
3.3.9	凍結融解試験	74
3.3.10	断熱温度上昇	74
3.3.11	熱膨張係数	77
3.3.12	比熱	77
3.3.13	熱拡散率	79
3.3.14	熱伝導率	80
3.3.15	熱特性のまとめ	82
3.4	クリンカー骨材コンクリートの問題点と解決方法	83
3.4.1	クリンカー骨材コンクリートの膨張破壊現象	83
3.4.2	遊離石灰含有量の異なる試製クリンカーによる実験	83
3.4.3	工場製造クリンカーによる実験	84
3.5	結語	86
第4章	高強度コンクリートの硬化促進に関する研究	89
4.1	緒言	89
4.2	硬化促進剤の選定試験	91
4.2.1	試験の目的	91
4.2.2	試験方法と使用材料	91
4.2.3	試験結果と考察	92

4.3	常圧蒸気養生による高強度コンクリートの硬化促進	101
4.3.1	試験の目的	101
4.3.2	試験方法と使用材料	101
4.3.3	試験結果と考察	101
4.4	結 語	106
第5章	膨張材を混和した高強度コンクリートに関する研究	109
5.1	緒 言	109
5.2	無拘束ならびに拘束を受けた高強度膨張コンクリートの長さ変化	112
5.2.1	使用材料ならびにコンクリートの配合	112
5.2.2	実験方法	112
5.2.3	無拘束膨張コンクリートの長さ変化、重量変化ならびに圧縮強度	114
5.2.4	拘束を受けた膨張コンクリートの長さ変化	116
5.3	ケミカルプレストレスと曲げ強度ならびに圧縮強度との関係	120
5.4	高強度コンクリートによるC P C管の製造実験	124
5.4.1	はじめに	124
5.4.2	実験方法と使用材料	124
5.4.3	一軸拘束供試体による実験結果	125
5.4.4	小型供試管による実験結果	126
5.4.5	$\phi 1,200\text{ mm}$ 管による製造実験結果	127
5.5	結 語	129
第6章	鋼繊維で補強した高強度コンクリートに関する研究	133
6.1	緒 言	133
6.2	鋼繊維の表面処理方法とS F R Cの強度特性	135
6.2.1	はじめに	135
6.2.2	試験方法	137
6.2.3	試験結果および考察	138
6.3	S F R Cの引張特性	141
6.3.1	はじめに	141
6.3.2	試験方法	141
6.3.3	試験結果および考察	143
6.4	S F R Cの耐衝撃性	148
6.4.1	はじめに	148
6.4.2	試験方法	149
6.4.3	試験結果および考察	149
6.5	S F R Cの乾燥収縮とクリープ	152
6.5.1	はじめに	152
6.5.2	高強度S F R Cの使用材料および配合	153
6.5.3	高強度S F R Cの乾燥収縮およびクリープ	155

6.5.4	通常の建設工事に用いられるコンクリートを鋼繊維で 補強したコンクリートの使用材料および配合	157
6.5.5	通常の建設工事に用いられるコンクリートを鋼繊維で 補強したコンクリートの諸性質	158
6.5.6	通常の建設工事に用いられるコンクリートを鋼繊維で 補強したコンクリートの乾燥収縮	159
6.6	S F R C の凍結融解作用に対する抵抗性	161
6.6.1	はじめに	161
6.6.2	高強度 S F R C の凍結融解に対する抵抗性	162
6.6.3	通常の建設工事に用いられるコンクリートを鋼繊維で 補強したコンクリートの凍結融解作用に対する抵抗性	163
6.7	S F R C の海浜暴露に対する抵抗性	165
6.7.1	はじめに	165
6.7.2	海浜暴露の試験方法と結果	165
6.8	S F R C の摩耗作用に対する抵抗性	168
6.8.1	はじめに	168
6.8.2	摩耗作用の試験方法と結果	168
6.9	S F R C の水密性	171
6.9.1	はじめに	171
6.9.2	水密性の試験方法と結果	171
6.10	鋼繊維の配向と力学的諸性質	174
6.10.1	はじめに	174
6.10.2	鋼繊維の配向、配置が高強度 S F R C の曲げ特性に及ぼす影響	175
6.10.3	小型供試体 ($4 \times 4 \times 16 \text{ cm}$) を用いた鋼繊維補強モルタルの曲げ特性	178
6.10.4	大型供試体 ($10 \times 10 \times 40 \text{ cm}$) を用いた鋼繊維 補強モルタルの曲げ特性	181
6.11	超速硬セメントを用いた S F R C の諸性状	188
6.11.1	はじめに	188
6.11.2	超速硬セメントを用いた S F R C の力学的性質	188
6.11.3	超速硬セメントを用いた鋼繊維補強モルタルの力学的性質	192
6.12	結 語	196
第7章	結 論	205

第 1 章

緒

論

第1章 緒 論

1.1 序 論

セメントコンクリートの結合材であるポルトランドセメントは1824年にイギリスのれんが積職人のアスプジンによって発見された。セメントは圧縮強度は大きいが曲げ強度や引張強度はこれに反して弱い材料である。1867年にフランスの植木職人のモニエーが、格子形に鉄筋を配置する鉄筋コンクリートの特許を得るにおよんでポルトランドセメントはコンクリートまたはコンクリート製品として広く使用されるようになっていった。

我が国に初めてポルトランドセメントが輸入されたのは幕末の頃であり、国産化されたのは1875年(明治8年)で今から約110年前のことである。

以来、今日までセメントコンクリートの高強度化は早強化、軽量化とならんでセメントコンクリートにたずさわる者にとって常に重要な課題であり、世界中の人々により研究改善の努力がなされてきた。

最近では、水セメント比を極端に小さくし、末水和セメントを残したまま加圧などによって空隙を少なくして高強度を得る試みが盛んになされている。

この種の試みの中で最も高い強度が得られているのはRoyら¹⁾の報告の中にある圧縮強度 $6,650\text{ Kg/cm}^2$ 、引張強度 648 Kg/cm^2 という驚くべき値である。これは粉末度の大きい(ブレン値 $5,340\text{ cm}^2/g$)セメントを用い水セメント比9.3%と小さくした配合で、とくに約 250°C 、 350 気圧の高温高压のホットプレスを行った場合に得られている。

Birchallら^{2)、3)}はグリフィス理論に基づきセメントペースト硬化体中の巨視的なひびわれ(空隙)を取り除き、これを $15\mu\text{m}$ 程度以下にするMDF(macro-defect-free)ペーストを考案した。

MDFペーストの曲げ強度は $600\sim700\text{ Kg/cm}^2$ もあり、パイプ等の建材、絶縁材、ソケット等の電気製品などの用途をImperial Chemical Industries社で開発中である。

この製造方法は多モードの粒子分布構成からなる水硬性セメントと水分散性ポリマーを含む7~15重量%の水を二本ロールミルを用いて充分混合し、そして油圧プレスにて 50 Kg/cm^2 の圧力で3mmの厚さにシートプレスした。このシートを90~100%の相対湿度および $18\pm2^\circ\text{C}$ の温度で7日間養生したものである。

このMDFペーストはAlfordら⁴⁾にも実験を通して確認されている。

これらの研究はまさにポルトランドセメントのファインセラミックス化とも言うべきものである。

コンクリートはセメントペーストに粒径、石質、表面性状などの異なる細・粗骨材が加わった複雑な多相材料である。具体的には、1)骨材とセメントペーストとの接着、2)骨材の存在による応力集中、および3)クラックアレストの効果が問題点となる。

福地、大浜⁵⁾は世界中でもその例を見ない圧縮強度 $2,490\text{ Kg/cm}^2$ を有するコンクリートについて報告している。

この製造方法は次のとおりである。配合は最大寸法 20 mm の碎石を用いた細骨材率49%のコンクリートで普通セメント 660 Kg/m^3 に高純度シリカ粉末 198 Kg/m^3 を加えたものを高性能減水剤を用いて水セメント比27%で練り混ぜ成形する。この供試体を前養生24時間後にオートクレーブ養生した後スチレンモノマーを7気圧下で含浸し 80°C で加熱重合させた。この時のポリマー含浸率は4.6%である。

この圧縮強度 $2,490\text{ Kg/cm}^2$ を有するコンクリートの引張強度は 69 Kg/cm^2 、曲げ強度は 85 Kg/cm^2 、静弾性係数は $4.75\times10^5\text{ Kg/cm}^2$ である。

セメントコンクリートの高強度化に高性能減水剤が果たしてきた役割は大きい。

昭和43年ごろ、筆者らが混和剤による高強度コンクリートの開発を研究中、スルホン酸高縮合物塩(マイテイ150)を過剰添加すると減水効果が大きくなり、流動性が高まることを多くの混和剤の実験から知った。

昭和44年にはこの混和剤を用いてオートクレーブ養生による高強度コンクリートのパイプを開発した。⁶⁾

昭和46～47年になると高縮合芳香族多環系(NL-1440)やメラミン系(メルメント)等が相次いで市販され現場打ちの鉄道用高強度コンクリートの橋げたに採用され、^{7)、8)、9)} さらに橋りよう下部構造への適用も研究されるようになった。¹⁰⁾

なお、本論文第2章の「高性能減水剤を用いた高強度コンクリートに関する研究」の実験結果の多くは昭和45年～47年に実施されたプレストレストコンクリート技術協会のコンクリート橋の長大化に関する調査研究委員会に提供し、前述した鉄道用コンクリート橋げたの高強度化に役立てた。

コンクリートの圧縮強度は高性能減水剤の出現あるいは加圧等の成形方法により比較的容易に高強度化が可能となったが、その増大の割に引張強度あるいは曲げ強度が大きにならない。

コンクリートの引張強度を高めるために膨張材を用いてコンクリートにケミカルプレストレスを導入する研究開発が昭和40年以降行われヒューム管などに実用化されている。

ベースコンクリートが高圧縮強度であればあるほどより大きいケミカルプレストレスを導入できることになる。

第5章の「膨張材を混和した高強度コンクリートに関する研究」ではA種 $\phi 1,200\text{ mm}$ 管を用いて圧縮強度 800 Kg/cm^2 程度の高強度コンクリートに膨張材をできるだけ多量混入、JIS 1種の3倍のひびわれ強度を得る鉄筋コンクリート管の製造を試みた。

コンクリートが脆性材料である点、またひびわれを生じやすいという弱点は宿命的である。これを解決する有効な手段は繊維との複合強化の手法である。

繊維補強コンクリートの典型的なものとしては鋼繊維補強コンクリート(SFRC)があげられる。

鋼繊維補強コンクリートの実用化の糸口となった研究は、1963年にアメリカのRomualdiら¹¹⁾によって発表された鋼繊維によるコンクリートのひびわれ拘束機構の解明に関する一連の研究であった。日本では1973年に日本鋼管が我が国で初めてせん断ファイバー(TESUSA)の市販を開始し、翌年には住友金属が異形せん断ファイバー(ISファイバー)を市場に出した。

以後、鋼繊維補強コンクリートは道路舗装やオーバーレイあるいはトンネルライニング等に序々に普及しはじめ昭和57年には年間約2,000 tonの鋼繊維が使用された。

繊維補強コンクリートについて、日本コンクリート工学協会で試験方法の規準を、土木学会あるいは建築学会では設計施工指針の作成を、またセメント協会でも繊維とコンクリートとの複合材をテーマとした調査研究をいずれも昭和55年から57年頃にかけて実施した。

第6章の「鋼繊維で補強した高強度コンクリートに関する研究」では広範囲の基礎的実験を行なってこの複合材料の諸性質を明らかにした。

1.2 高強度コンクリートの製造方法に関する既往の研究

高強度コンクリートを得る方法については総説的なものでも既に多くの報告^{12)、13)、14)、15)}があり、最近の実用面における製造方法についてはコンクリート工学誌¹⁶⁾に詳しく述べられている。

コンクリートの強度を改善する原理は古くから知られているように、①水セメント比の低減 ②空げき率の低減 ③骨材との付着の増大 ④セメント水和物の改善 ⑤セメント以外の結合材の利用 ⑥補強材の利用などであって、この原理に基づく高強度コンクリートの製造方法を大別すると、

- a) 混和材料の利用……………高性能減水剤、硬化促進剤、膨張材など
- b) 活性骨材の利用……………クリンカー骨材など
- c) 補強材の利用……………各種繊維による補強、三軸拘束など

d) 締固め方法の改善……………加圧締固め、振動締固め、遠心力締固めなど

e) 養生方法の改善……………オートクレープ養生、加圧蒸気養生など

f) 高分子材料の利用……………ポリマーセメントコンクリート、レジンコンクリート、ポリマー含浸コンクリート

などがあり、これらを単独にあるいは組合せて高強度コンクリートを製造することができる。

本論文は、a) 項の混和材料の利用によるコンクリートの高強度化に関連して第2章で高性能減水剤を用いた高強度コンクリートの製造と諸性状、第4章で高性能減水剤を用いた高強度コンクリートに適した硬化促進剤の選定、第5章で高強度コンクリートに膨張材を添加して高いケミカルプレストレスを得る実験結果について報告した。

b) 項の活性骨材の利用によるコンクリートの高強度化については第3章でセメントクリンカーを骨材に用いた場合の実験結果を広範囲に論じた。

c) 項の補強材の利用によるコンクリートの高強度化については第6章で鋼繊維補強コンクリートについて述べた。

以上、a)、b) および c) 項については本論文の主題であるので、これらは各章の緒言の項などに既往の研究を紹介しているのでここでは簡単にふれておく。

d) 項の締固め方法の改善、e) 項の養生方法の改善、および f) 項の高分子材料の利用によるコンクリートの高強度化については本論文の主題でないため論文中に既往の研究状況がほとんど触れられていない。そこで、ここにこれら研究動向を概説する。

a) 混和材料の利用

a) - 1 高性能減水剤

高性能減水剤は、従来の減水剤とは異なった成分のもので、化学構造からポリアルキルアリルスルホン酸塩系とメラミンホルマリン樹脂スルホン酸塩系の二つのカテゴリーに大別される。この減水剤は通常の減水剤の減水機能をさらに高め、遅延作用や空気連行作用などの二次的作用が小さいため、高い混入率で使用できるので、20～30%の減水も可能である。^{17)、18)、19)}

表-1.1²⁰⁾ は高性能減水剤を使用したコンクリートの圧縮強度の例を示したものである。強度は標準養生(20℃水中)による値である。単位セメント量一定とすると、高性能減水剤の添加により水セメント比が大巾に減少できるので、強度増進効果はより大きいものとなる。

表-1.1 高性能減水剤を用いたコンクリートの圧縮強度
普通セメントを用い、スランブ8±1cmの場合

マイティ150の 添加量 (％)		W/C	s/a	水	セメント	スランブ	圧 縮 強 度 (kg/cm ²)	
固形分 として	液状品 として	(％)	(％)	(kg/m ³)	(kg/m ³)	(cm)	7 日	28日
0	0	42.5	38.6	170	400	9.5	352	508
0.25	0.6	40.0	36.7	160		8.0	462	627
0.5	1.2	37.3	38.5	149		9.2	519	700
0.75	1.8	34.3	39.6	137		9.6	632	735
1.0	2.4	31.5	40.5	126		9.8	659	781
0	0	37.0	34.0	185	500	8.8	474	642
0.25	0.6	35.0	33.5	175		7.5	562	747
0.5	1.2	32.0	34.5	160		7.0	715	829
0.75	1.8	29.6	35.6	148		9.3	724	842
1.0	2.4	27.4	36.6	137		9.5	732	879
0	0	33.3	28.9	200	600	7.8	602	681
0.25	0.6	31.7	27.9	190		7.2	668	757
0.5	1.2	29.2	25.7	175		7.2	743	853
0.75	1.8	27.2	31.0	163		8.8	770	872
1.0	2.4	25.3	32.2	152		7.1	786	920

a)-2 膨 張 材

コンクリートの乾燥収縮のひびわれ防止等の目的のために、セメントが水和して硬化過程で膨張する性質を有する膨張材がわが国で市販されたのは昭和40年である。アルミン酸と硫酸カルシウムが反応してエトリンジャイト ($3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaSO}_4 \cdot 32\text{H}_2\text{O}$) の巨大な結晶を生成することは古くより知られていたが、この膨張性を利用したものがカルシウムサルホアルミネート系膨張材いわゆるCSA系である。一方、石灰 (CaO) が水和するときの膨張性を利用したのがいわゆる石灰系膨張材である。

CSA系のものは、ボーキサイト、石灰、石こうを焼成したクリンカを粉砕したもので、主成分は酸化カルシウム、無水硫酸およびアルミナである。石灰系は酸化カルシウムの結晶粒をけい酸カルシウムの結晶質およびガラス質相の中に分散させたものである。

これらの膨張機構は複雑であり、不明な点が多いが、CSA系のものはエトリンガイトの針状結晶、また石灰系ではフィルム状の結晶を生成することにより、空げきを伴いながら膨張を起こしているものとされている。

膨張コンクリートは、機械的に考えて乾燥収縮ひびわれを低減するコンクリートとケミカルプレストレスを導入するコンクリートに大別することができる。前者はコンクリートの乾燥収縮によるひびわれを低減することを主目的としたもので、膨張力を拘束することによってコンクリートに小さな圧縮応力を生じさせ、乾燥収縮により発生する引張応力を低減する程度の膨張力を付与したコンクリートであり、使用単位膨張材量は $25 \sim 35 \text{ Kg/m}^3$ である。

後者は膨張力を拘束することにより、コンクリート内部に発生した圧縮応力が乾燥収縮により打ち消されても、なおその圧縮応力が相当量残存するように、比較的大きな膨張力を付与したコンクリートであり、使用単位膨張材量は $40 \sim 60 \text{ Kg/m}^3$ である。これらの関係を図-1.1²¹⁾ に示す。

図-1.2²²⁾ は単位膨張材量と最大拘束膨張率の関係を、図-1.3²³⁾ は膨張コンクリートの圧縮強度変化を示す。膨張材の混和量を増せば、膨張量が大きくなり強度は低下する傾向にあるが、型わく内で拘束した状態で養生すれば強度低下は相当抑えられる。膨張ひずみ 5×10^{-4} 程度以下となるようにすれば強度はほとんど低下しないとされている。

図-1.4²⁴⁾ は材令28日で圧縮強度 940 Kg/cm^2 を有するコンクリートに膨張材 80 Kg/m^3 、鋼繊維2%を混入してPC鋼棒で拘束した場合の拘束比と初期ひびわれとの関係を示したものである。これによれば、膨張材を 80 Kg/m^3 混入した場合、材令28日の膨張コンクリートの初期ひびわれ強度は、拘束比0、0.8および2%ではそれぞれ 9 Kg/cm^2 、 120 Kg/cm^2 および 145 Kg/cm^2 であって、拘束比の増加とともに増大した。一方、これらコンクリートに鋼繊維を混入したコンクリート(実験番号⑩、⑦および⑨)の初期ひびわれ強度はそれぞれ、 120 Kg/cm^2 、 152 Kg/cm^2 および 180 Kg/cm^2 の高強度が得られた。

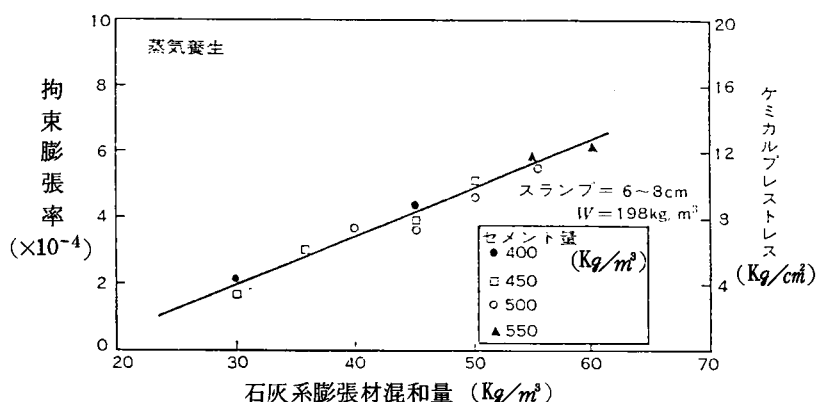


図-1.1 膨張材によるコンクリートへのケミカルプレストレスの導入

これらの結果から鋼繊維を膨張コンクリートに用いれば曲げひびわれ強度の大きいコンクリートを作ることができ、さらにPC鋼棒による拘束比を増加するのに伴ってひびわれ強度は増大することがわかる。

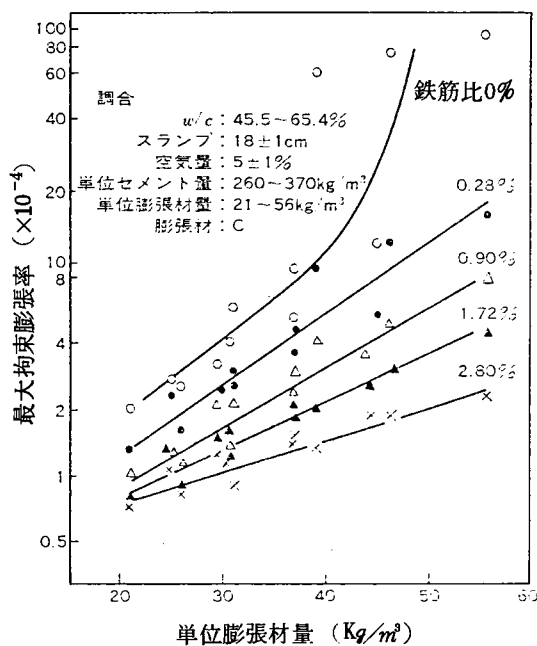


図-1.2 単位膨張材量と最大拘束膨張率の関係

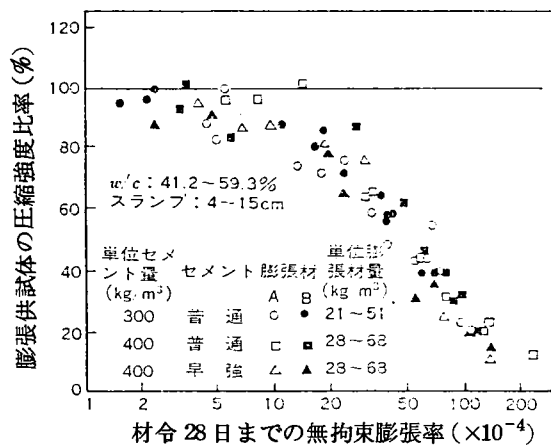


図-1.3 膨張供試体の圧縮強度比率（膨張材を用いない場合に対する）

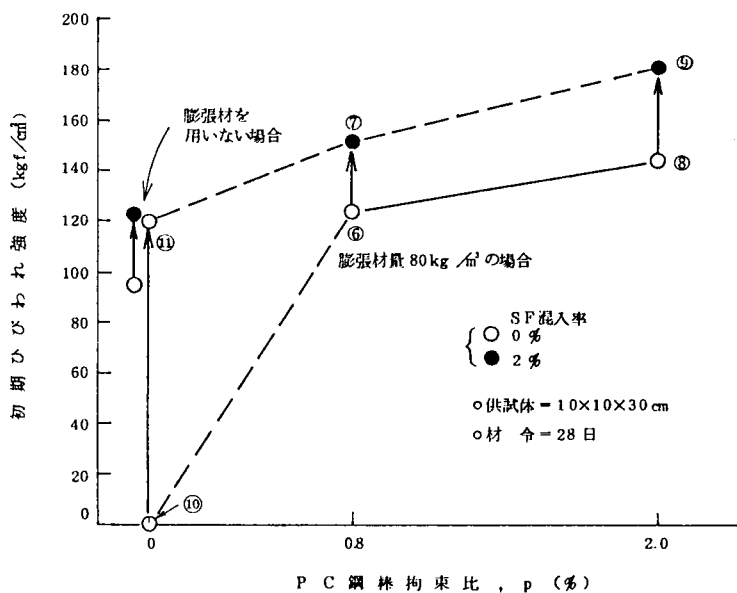


図-1.4 拘束比と初期ひびわれの関係

b) 活性骨材の利用

一般に用いている天然骨材はほとんど活性のないものであるが、これらに代って化学的に活性の骨材を用いることが、コンクリートの強度を高める上に直接的に貢献するものと考えられる。

活性骨材としてセメントクリンカーを使用したコンクリートの性質に関する R. L. Berger²⁵⁾ の研究結果を紹介する。

実験に用いた天然骨材は、川砂利・川砂であり細・粗クリンカー骨材としては、タイプ I ポルトランドセメントクリンカーを用いた。クリンカー寸法は、天然骨材の粒度に近似するように調整した。

圧縮強度に及ぼすクリンカー骨材の影響は図-1.5に示す通りであり、細・粗骨材ともクリンカーを使用したコンクリートの強度は、材令3日で細・粗骨材とも天然骨材を使用したコンクリート強度の約3倍となる。

クリンカー骨材コンクリートの早強性が得られる理由は、クリンカー骨材がセメント要素として作用することと実質的に水セメント比を減少させる効果があることに起因するものである。

クリンカー骨材を使用したコンクリートの引張強度は天然骨材コンクリートの引張強度よりも図-1.6に示すように大きい。これはクリンカー骨材とセメントペーストとの接着力の増大に起因するところが大きい。

クリンカー骨材を用いたコンクリートの長さ変化を図-1.7に示す。湿空養生の場合には、クリンカー骨材を用いたコンクリートは、天然骨材を用いたコンクリートの3倍程度膨張する。14日間湿空養生後50% R.H. の雰囲気中に移されたクリンカー骨材使用コンクリートの収縮は、天然骨材使用コンクリートの収縮よりも約16%大きくなる。

クリンカー骨材中の遊離 CaO の反応と想定されるポップアウト現象がクリンカー骨材使用コンクリートの表面に認められ長期強度が損なわれた。

コンクリート用骨材としてセメントクリンカーを用いる際には、クリンカー鉱物の長期安定性、特に β - C_2S の検討が必要である。

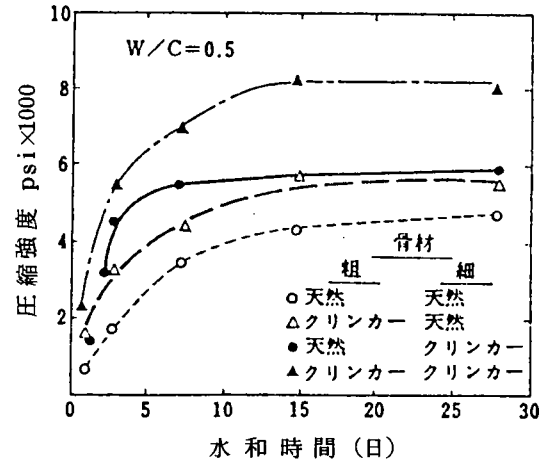


図-1.5 水和時間と天然およびクリンカー骨材使用コンクリートの圧縮強度との関係

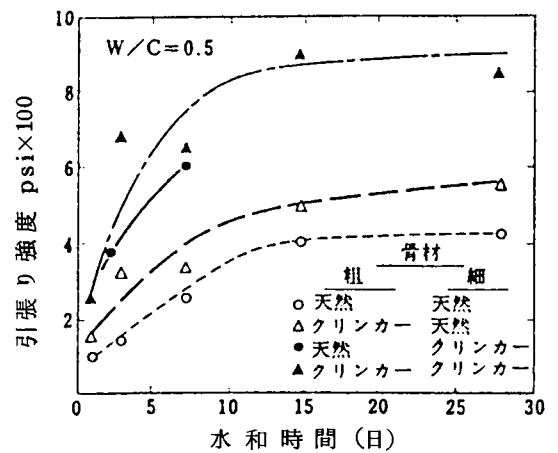


図-1.6 水和時間と天然およびクリンカー骨材使用コンクリートの引張り強度との関係

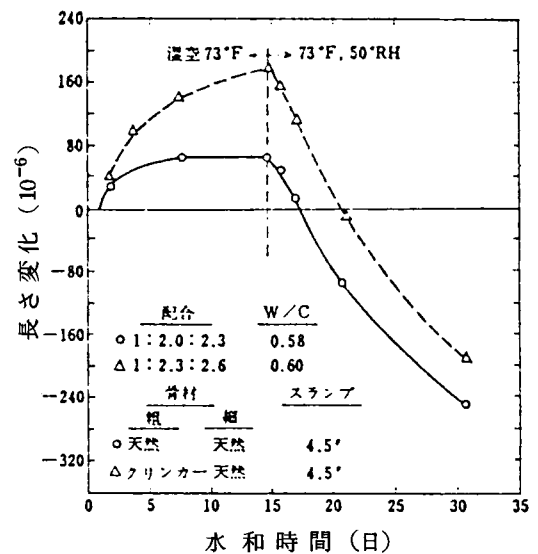


図-1.7 水和時間と同一スラブにおける天然およびクリンカー骨材を使用したコンクリートの長さ変化との関係

c) 補強材の利用

c)-1 繊維による補強

繊維補強コンクリートの研究は1910年代から始まっており、使用される繊維には鋼、ガラス、石綿、炭素および各種合成繊維などがあるが鋼繊維が最も利用されている。

鋼繊維補強コンクリート(Steel Fiber Reinforced Concrete)はコンクリート中に寸法 $0.5 \times 0.5 \times 30 \text{ mm}$ 程度の鋼繊維をコンクリートの容積の1~2%混入することにより、コンクリートのぜい性材料としての弱点を克服して、引張強度、ひびわれ強度および伸び能力を増大するとともにじん性を著しく高めた複合材料である(図-1.8、図-1.9²⁶⁾)。

鋼繊維補強コンクリートの研究は今世紀の初期からアメリカを中心に行なわれてきたが、実用化の糸口となったのは、1963年にアメリカのRomualdiらによって発表された鋼繊維によるコンクリートのひびわれ拘束機構の解明に関する一連の研究であった。その後アメリカ、イギリス、日本を中心とした世界各国で研究、試験施工が進められておりかなり普及しはじめた。

Romualdiら²⁷⁾は鋼繊維を均等に分散したコンクリートについて実験を行ない、図-1.10に見られるように繊維補強コンクリートのひびわれ強度が繊維間隔によって支配されることを示し、コンクリートのひびわれ強度改善に有効な繊維間隔Sの最大値が0.5 inであり0.3 in以下になるとひびわれ強度は急激に増加することを明らかにした。図-1.10における繊維間隔Sは、或る断面において応力に対して有効な繊維の平均距離であって、次式によって与えられる。

$$S = 1.38 d \sqrt{1/P}$$

ここに d : 繊維の直径 P : 繊維の容積百分率

鋼繊維補強コンクリートの用途には次のものがあげられる。

- ① 土木用: トンネル覆工、法面の吹付けコンクリート、道路、空港等の舗装コンクリートまたはオーバーレイ
- ② 建築用: 耐火・しや音を目的とした間仕切壁、階段、外壁
- ③ 製品用: パイプ、消波ブロック、防音板

鋼繊維補強コンクリートは優れた複合材料であるが、問題点は次のとおりである。

- ① 鋼繊維の価格を260円/Kgとすると、コンクリートに繊維を2%混入することにより材料費だけで m^3 当り4万円のコスト高になる。
- ② 強度やじん性の向上による断面の減少を設計に結びつけることと、耐久性の向上による寿命の増大やメンテナンスの軽減を定量的に究明すること。
- ③ 練り混ぜから締め固めに至る製造施工の工程とコンクリートマトリックス中の繊維の分散ならびに配向度との関係を把握して、鋼繊維のより均一な分散とより合理的な配向が得られるような諸条件を明らかにすること。

これらの問題点については現在各種研究機関で鋭意研究中であり近いうちに解決されて鋼繊維補強コンクリートがより発展するものと期待される。

c)-2 三軸拘束による方法

コンクリートの周辺に高強度のPC鋼線や鉄筋を密に巻きつけることにより、三軸応力状態をつくり出してコンクリートの破壊を防ぐ方法である。Harris¹²⁾は高張力鋼線を巻きつけた円柱供試体で、 $4,600 \text{ Kg/cm}^2$ の超高強度コンクリートを得ている。

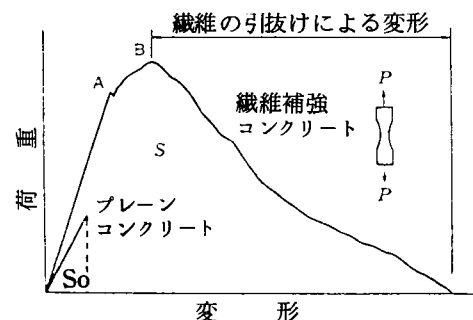


図-1.8 鋼繊維補強コンクリートの荷重-変形特性

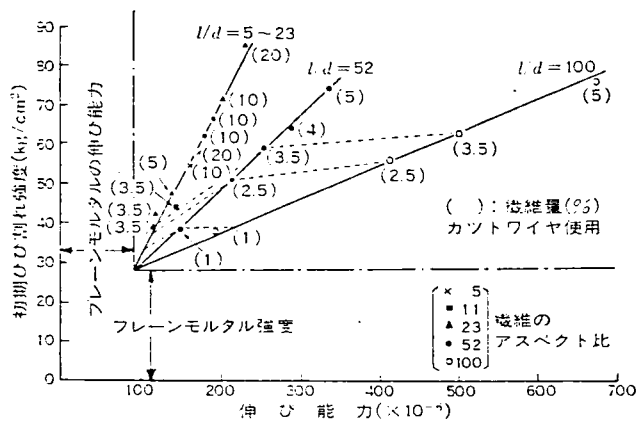


図-1.9 初期ひび割れ強度と伸び能力におよぼすアスペクト比と繊維量の影響

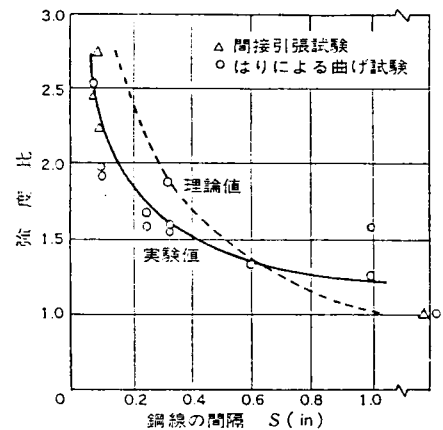


図-1.10 繊維間隔と強度比

d) 締固め方法の改善

d)-1 加圧締固め

加圧締固めは圧力によって水分を絞り出し、水セメント比の低減および空げき率の減少を通じて高強度を得る方法である。

吉田²⁸⁾は昭和15年に「最高強度コンクリートの製造について」と題する論文を発表されている。概要を紹介すると、普通ポルトランドセメント使用、供試体は $\phi 15 \times 30 \text{ cm}$ 、配合容積比1:1:2、水セメント比0.31のコンクリートを3層にわけてつめ、各層はサンドラマーによる40秒間の突固め、バイブレーターによる2分間の締固めを行う。次に 100 Kg/cm^2 の圧力をもって8分間の圧密を行う。上下面には同じコンクリートから大きな粗骨材を取り去ったものを加え、 100 Kg/cm^2 の圧力を2分間加えて圧密したのち直径14.9 cmの鉄板を使って8分間 100 Kg/cm^2 の圧力を加える。この圧力を加えている間に上下の鉄板に通してあるボルトのナットをしめたのち荷重を取り去る。このようにして標準養生で、材令1日で 700 Kg/cm^2 、7日で 830 Kg/cm^2 、28日で $1,040 \text{ Kg/cm}^2$ 、6か月で $1,130 \text{ Kg/cm}^2$ 、1年で $1,160 \text{ Kg/cm}^2$ 、また3時間ふつと養生をした結果では材令6時間で 700 Kg/cm^2 、3日で 740 Kg/cm^2 、28日で $1,040 \text{ Kg/cm}^2$ 、6か月で $1,060 \text{ Kg/cm}^2$ 、1年で $1,160 \text{ Kg/cm}^2$ というような最高強度を有するコンクリートを製造した。

図-1.11はLawrence²⁹⁾のセメントペーストの加圧による実験結果である。水和後20%のポロシティを有するペースト供試体で最大圧縮強度 $3,720 \text{ Kg/cm}^2$ 、弾性係数 $7.11 \times 10^5 \text{ Kg/cm}^2$ 、密度 $2,771 \text{ Kg/m}^3$ になったと報告している。この時の加圧力は $6,200 \text{ Kg/cm}^2$ である。

同様なセメントペーストの加圧実験はRoy¹⁾、Freyssinet³⁰⁾、Leczmar³¹⁾、Benett³²⁾およびSkanlly³³⁾も実施している。

Birchall²⁾のMDF (macro-defect-free) セメントについて紹介する。

脆性材料の曲げ、引張強度は次式で示されるグリフィス理論が適用されている。

$$\sigma = (ER/\pi C)^{1/2}$$

ここに、 σ ：ひびわれの拡大する引張応力、 C ：ひびわれの限界値、 E ：ヤング係数、 R ：表面エネルギー。

本研究は、曲げ強度と材料中の空隙とを上述のグリフィス理論によって関連させ、最終的に巨視的な空隙を取り除いたセメントペーストの強度を大幅に増加させることが可能となったことを示したものである。

セメントペースト中の大きなひびわれ(空隙)はペーストの流動性のコントロールや効果的な練りまぜの組合せにより減少させることができる。流動性は、例えば低水セメント比(< 0.2)での粒度分布の調整や流動化剤を用いる

ことにより制御できる。この方法では空隙率は減少しないが、顕微鏡観察によると大きな空隙が観察されなくなる。このMDFセメントの曲げ強度とひびわれ長さの関係を図-1.12²⁾に示す。グリフィス理論と一致しており、普通セメントに比べて、どのひびわれ長さにおいても高い曲げ強度を示し、しかも、ひびわれ長さの小さいときにも、グリフィス理論からのずれを生じない。顕微鏡によって観察される空隙がなくなると、 $66 \pm 5 \text{ MPa}$ と一定値を示すようになる。このように巨視的なひびわれ(空隙)を取り除くことにより、高圧成形なしにセメントペーストの曲げ強度が焼結セラミックスと同等となることを見出した。

BirchallらのMDFセメントはAlfordら⁴⁾によっても確認されている。

普通セメントペーストと、練りまぜおよび締固めの効果を上げるためにポリマーを用いたペーストとを比較した。表-1.2⁴⁾に物理的性質を示す。曲げ強度に関しては両者の差はいちじるしく、きわめて大きな強度増加がみられる。両者の硬化ペースト中の空隙は類似しており、全空隙と強度との相関を否定する結果となっている。ヤング係数の差は無視できる程度であるが、両者を同時に説明するのに配合理論を適用するのは容易ではない。

破壊力学の評価基準である応力拡大係数 K_{IC} と破壊靱性 G_{IC} および破壊の仕事量(ひびわれ進展抵抗) R は若干増加している。強度がかなり増加すると $100 \sim 150 \mu\text{m}$ 程度のひびわれは許容されるかもしれない、ということに着目してみるのも興味深い。このひびわれは $600 \sim 700 \text{ Kg/cm}^2$ に相当する大きさのようであるが、あるペーストでは、 $20 \mu\text{m}$ までの非常に小さい最大空隙も観察されており、セメントの微細構造の他の部分が危険なひびわれとして作用していることを示唆している。もし、このひびわれの大きさが除去できないものであるならば、強度増加のための唯一の方法は K_{IC} の増加である、という可能性もある。たとえば $300 \text{ Kg/cm}^{3/2}$ 程度まで K_{IC} が増加すると、 $150 \mu\text{m}$ のひびわれに相当する応力レベルは $\sim 1,800 \text{ Kg/cm}^2$ になろう。

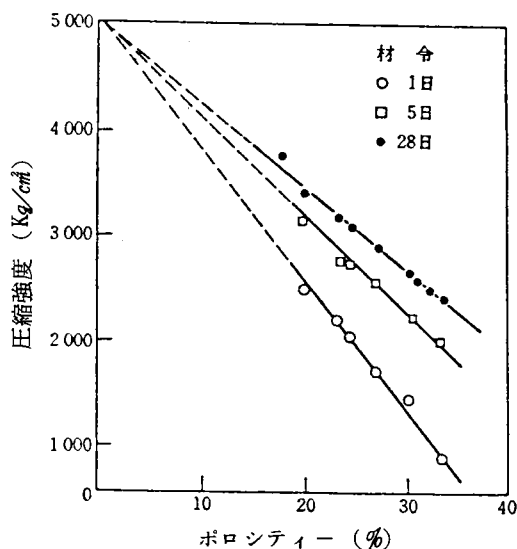


図-1.1.1 セメントペーストの水和後のポロシティと圧縮強度の関係

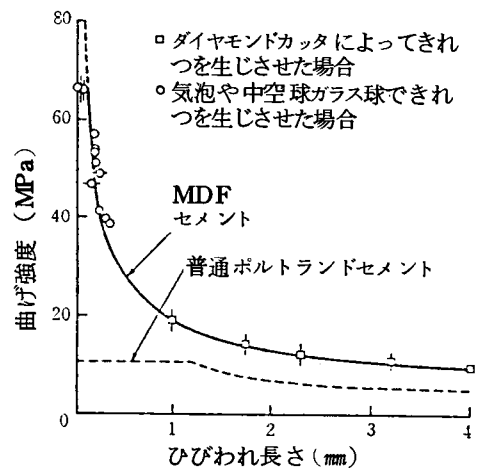


図-1.1.2 MDFセメントの曲げ強度

表-1.2 普通および MDF ペーストの物理的性質

		製造工程	ポリマー (%)および タイプ	W/C	曲げ強度 (kgf/cm ²)	ヤング係数 (×10 ⁴ kgf/cm ²)	応力拡大係数 K_{IC} (kgf/cm ^{3/2})	破壊靱性 G/C (×10 ⁻⁴ kgf/cm)	破壊の仕事量 R (×10 ⁴ kgf/cm)	全空隙 (%)	最大空隙径 (μm)
シリーズ I	1	C	—	<0.15	279 (58)	2.831 (0.38)	68 (2)	16.33	29.3 (6)	15.17 (0.38)	230
	2	H	—	0.2	157.1 (38)	2.06 (0.24)	48 (3.9)	11.18	19.1 (1.8)	25.11 (0.71)	500
	3	II	—	0.25	50 (4.3)	2.42 (0.36)	67 (4)	18.7	41.3 (4.6)	26.5 (0.1)	861
	4	H	—	0.4	41 (3)	1.76 (0.13)	49 (4)	13.8	31.1 (2.2)	33.7 (0.3)	533
	5	II	—	0.6	58 (3)	1.33 (0.11)	41 (2)	12.6	25.9 (1.8)	40.1 (0.4)	308
	6	II	—	0.8	46 (5)	1.23 (3.4)	42 (3)	14.5	26.2 (2.3)	39.9 (0.6)	574
シリーズ II	7	Ex	1.5 Cel	0.185	397 (39)	3.00 (0.24)	71 (14)	16.9	42.72 (6.3)	22.0 (1.9)	200
	8	T	4.9 Cel	0.154	669 (43)	2.54 (0.19)	102 (4)	41.0	43.6 (2.0)	30.5 (2.4)	100
	9	T	2.7 Cel	0.133	579 (36)	3.76 (0.19)	85 (9)	19.2	36.6 (1.9)	18.2 (0.61)	120
	10	T	2.7 Polyac	0.133	721 (65)	2.90 (0.18)	104 (3)	37.3	31.0 (4.0)	19.1 (0.3)	20

(注) MDF: Macro Defect Free (大きな欠陥がない)
 () 内の数値は標準偏差を示す。
 C: 高圧成型 (1200 kg/cm²), H: 手詰め
 Ex: 加圧押出し (1000 kg/cm²), T: ツインロールミルによる線りまぜ
 Cel: 水酸化アロピルメチルセルロース, Polyac: ポリアクリルアミド

d)-2 振動締固め

振動締固めは、理論的には機械的な振動エネルギーを加えることにより、コンクリート各成分粒子の粘着力、摩擦力の一部または全部を減殺し、全混合を様な流動状態にするのが主目的である。

実際にコンクリートにあてる振動として振幅は、最小0.05mm以上でないと有効でなくまた加速度として20gぐらいまでがきわめて有効であるので、普通の場合、振動数3,000~12,000 r.p.m、振巾は平均して0.4~0.5mm程度の振動機が用いられる。¹³⁾

振動締固め効果は、振動数と動かされる粒子の径にも関係があることは明らかである。もしもセメント粒子のように小さな粒子を締め固める場合には、超高速振動或いは超音波が必要である。このような高周波数の振動は粗骨材には効果が小さい。

Stamen Kovic³⁴⁾ は最小粒子にたいする超高速振動数のものと、大きな骨材粒子にたいする従来の中速振動数の組合せ振動が、コンクリートの締固めに有効であるとしている。

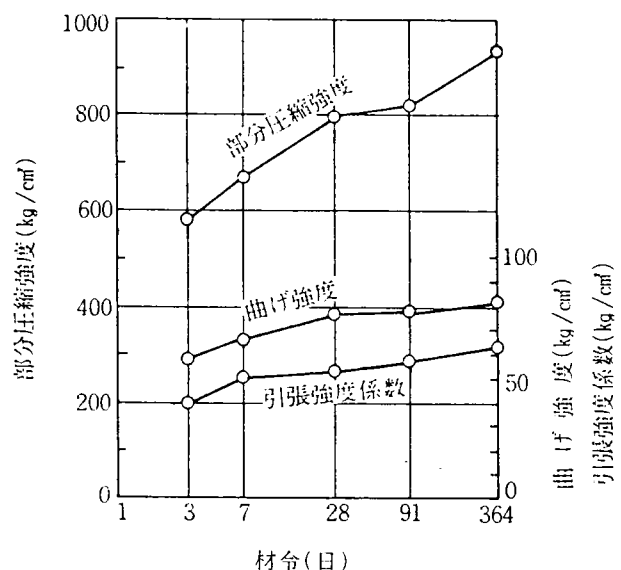
ロール転圧鉄筋コンクリート管は微粒子のセメントペーストに有効な加圧と粗粒子に対して効果のある振動を組合せた加圧振動締固め方法により製造される。

図-1.13³⁵⁾ はセメント量510Kg/m³、水セメント比28%のコンクリートを振動数7,000rpm、加圧力2.5Kg/cm²で締固めて900Kg/cm²以上の高強度を得た例である。

d)-3 遠心力締固め

遠心力締固めは、回転速度の自乗に比例する遠心力を利用して、コンクリート中の余分の水を絞りとることによりコンクリートを密

図-1.13 加圧振動したコンクリートの強度(20℃水中養生)



実にして強度を高める。

図-1.14は筆者ら^{36), 37)}の実験結果で、コンクリートの練り混ぜ後と遠心成形後の水セメント比の比較を示したものである。

コンクリートは普通セメントと最大寸法20mmの川砂利、川砂を用いた。供試体の大きさは外径20cm、高さ30cm、肉厚3.5cmの中空円筒体である。図中の棒グラフ上の数字は、遠心成形供試体のオートクレーブ養生後における圧縮強度を示す。

この図によると、混和剤を用いないプレーンコンクリートではセメント量が多くなり水セメント比が小さくなるほど絞り出される水量は小さくなるが、適当な混和剤を用いればセメント量が多くなっても水が良く絞り出されることがわかる。

遠心力成形する場合、回転速度つまり遠心力が大きくなるほどコンクリートの材料分離が生じ、外側に粗骨材が集まり、内側にモルタル層ができ、一番内側にはレイタンス層を形成してコンクリート強度をそこなうことも注意する必要がある。

ソ連の文献によれば、図-1.15³⁸⁾のように加圧と振動とをあたえて遠心力締めを行なえばコンクリートの圧縮強度が560~950Kg/cm²となり、通常の遠心力締めコンクリートの圧縮強度210~450Kg/cm²の2倍以上になると述べている。

e) 養生方法の改善

e)-1 オートクレーブ養生

オートクレーブ養生(高圧蒸気養生)は古くから欧米諸国でコンクリートブロック、けい灰レンガ、断熱材、気泡コンクリートなどの製造に用いられてきた。近年国内において、900Kg/cm²前後の高強度コンクリートパイルがオートクレーブ養生により製造されている。

オートクレーブ養生というのは、100℃以上の飽和蒸気で養生すること、一般に163~190℃、圧力6~12Kg/cm²である。

コンクリートをオートクレーブ養生することにより、

- (1) 湿空養生28日に相当する強度が24時間以内のごく初期に得られる。
- (2) 体積変化が普通養生にくらべて半分ぐらいに減少する。

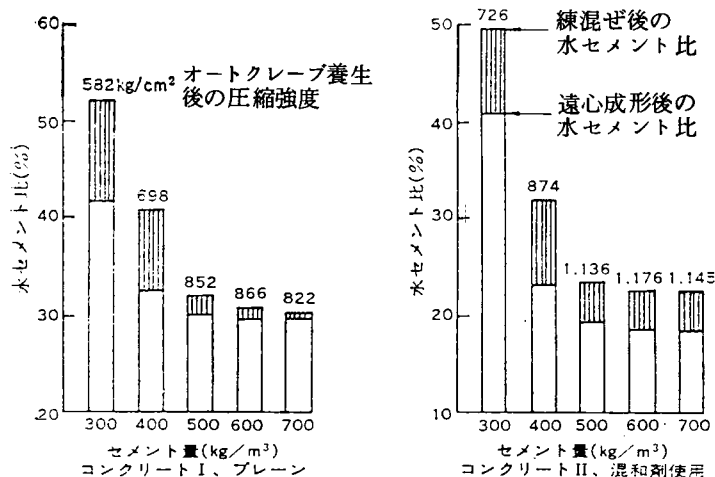


図-1.14 遠心成形によるコンクリートの水セメント比の低下

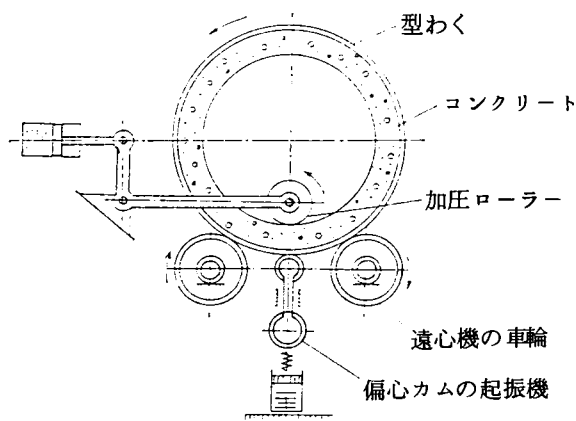


図-1.15 加圧と振動とを与えながらの遠心力締め

- (3) 硫酸塩にたいする抵抗性が強い。
- (4) エフロレッセンスの発生が減る。
- (5) 製品の水分が少なくかつ製品の色が明るくなる。

等のすぐれた品質が得られる。

オートクレーブ養生による反応生成物の主成分はカルシウムとシリカの水和物の一つであるトベルモライトである。それを湿空養生あるいは常圧蒸気養生したトベルモライトのゲルと構造的に似ている。しかし、これらは基本的な性質と物理的な構成の点で異なっている。湿空養生あるいは常圧蒸気養生による生成物はトベルモライトゲルであり、これはシリカ 1 モルにたいして石灰 1.5 ～ 2.0 モルを含む石灰の多いゲル状の固体である。これらを顕微鏡で観察すると、繊維あるいは棒がからみあって層状あるいは葉巻状となっている。

オートクレーブ養生による反応生成物であるトベルモライトは相対的に低石灰の無機物であり、石灰 5 モルにたいしてシリカ 6 モルで、モル比は 0.83 ～ 1.0 である。その結晶は大きく、板状を呈している。

シリカの含有量が 20 % 程度のポルトランドセメントを 100℃ 以上で養生すると図-1.16 にみられるように α -ケイ酸 2 石灰水和物 ($\alpha\text{-}2\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2 \cdot \text{H}_2\text{O}$) を多量に含むようになる。この生成物は普通のオートクレーブ養生によって形成され、強ちに結晶化しており弱い結合材である。このためオートクレーブ養生の場合どうしてもシリカを加えてやる必要がある。

一般的にトベルモライトの乾燥収縮はトベルモライトゲルの約 1/2 であり、トベルモライトの強度はトベルモライトゲルの 2 ～ 3 倍である。

セメントに置き替える活性シリカの量と圧縮強度の関係を図-1.17³⁹⁾ に示す。この場合、活性シリカの粉末は 200 番フルイ (0.075mm) を通過するものをポルトランドセメントに混入した。

図-1.18 は筆者ら⁴⁰⁾ の実験結果である。普通ポルトランドセメントとブレーン 3,700 cm^3/g に粉碎したケイ砂粉末を重量割合で 10/0、8/2、7/3、6/4 および 4/6 に混合し、これら混合セメントを用いたコンクリート、モルタルおよびペーストの圧縮強度がどのような挙動を示すかを調べたものである。

使用骨材は川砂、川砂利で、コンクリート、モルタルおよびペーストともそれぞれセメント量と水セメント比は一定とした。供試体の大きさはコンクリートとモルタルは $\phi 10 \times 20 \text{ cm}$ の円筒体、ペーストは $4 \times 4 \times 16 \text{ cm}$ の立方体の曲げ切片である。

以上のコンクリート、モルタルおよびペースト供試体は成形の翌日脱型し、オートクレーブ養生した。オートクレーブの養生条件は、上昇 2 時間、180℃ - 10 Kg/cm^2 の保持 5 時間、下降 2 時間の計 9 時間養生である。

図-1.18 によると、ペーストでは Cement/Silica が 8/2 ～ 6/4 の範囲で普通ポルトランドセメント単味の 10/0 より 10 % 程度高く、モルタルでは 8/2 に強度のピークが見られる。しかし、コンクリートでは普通セメント単味のときが最大強度を示し、シリカ質材料の添加量が増大するにつれて強度が減少した。

一般にオートクレーブ養生をする場合、結合材の強度は CaO/SiO_2 のモル比が 0.8 ～ 1.0 のとき最高強度を示すといわれているが、図-1.18 のような結果になった理由としては、骨材表面のシリカがポルトランドセメント中のアルカリと水熱反応しているため、モルタルやコンクリートの場合はシリカ材料を加えなくても強度が低下しないものと思われる。

そこで普通ポルトランドセメント単味を用いてオートクレーブ養生した場合、コンクリートまたはモルタルの強度がどの程度得られるかを実験した。

骨材最大寸法 20mm のコンクリートに関してはセメント量を 300 ～ 700 Kg/m^3 に変え、また骨材最大寸法 5mm のモルタルに関してはセメント量を 500 ～ 900 Kg/m^3 に変えた。骨材は富士川産の川砂、川砂利である。供試体の大きさは $\phi 10 \times 20 \text{ cm}$ の円柱とし、棒状バイブレーターで締め固めた。用いた混和剤 A はマイティ 150 である。

表-1.3⁴⁰⁾にはこれら配合と実測スランブ、ならびにオートクレーブ養生後の水中28日養生後の圧縮強度を示した。スランブは成形性を考えて5cm以上を目標とした。図-1.19⁴⁰⁾にセメント量とオートクレーブ養生したコンクリートおよびモルタルの圧縮強度の関係を示した。

表-1.3 および図-1.19によると、単位セメント量が増し、水セメント比が減少するにつれて強度も増加し、混和剤Aを使用したコンクリートの場合、セメント量 500 Kg/m^3 で $1,084\text{ Kg/cm}^2$ の圧縮強度が、またモルタルではセメント量 900 Kg/m^3 で $1,330\text{ Kg/cm}^2$ の高強度になった。また同一配合にたいするオートクレーブ養生強度と28日水中養生強度の関係は、配合にもよるが、図-1.20⁴⁰⁾に示されるようにオートクレーブ養生すると、おおむね 200 Kg/cm^2 前後水中28日標準養生強度より大きいことがわかる。

なお、オートクレーブ養生に関してはACIの報告⁴¹⁾、RILEM国際会議の論文紹介⁴²⁾ならびに岡田ら⁴³⁾、樋口ら⁴⁴⁾の研究と須藤⁴⁵⁾の養生理論などの文献が参考になる。

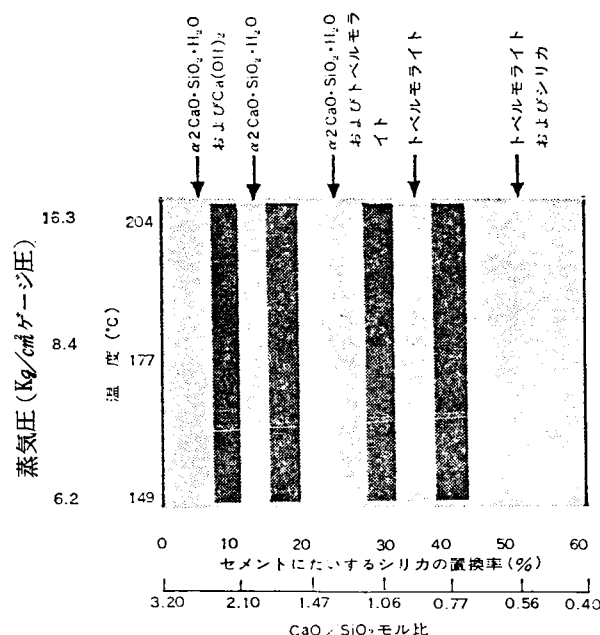


図-1.16 ポルトランドセメントとシリカの混合物を高温高压で養生した場合の水和生成物

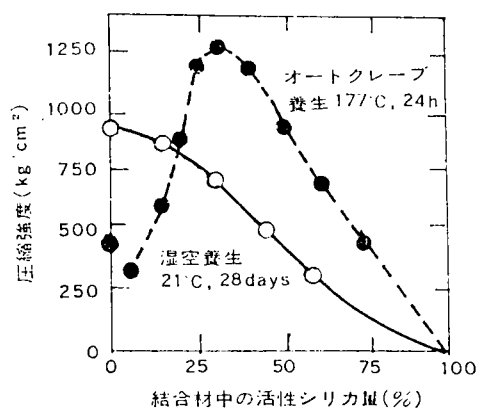


図-1.17 活性シリカの量を変えた場合のオートクレーブ養生および湿空養生したセメントペーストの強度

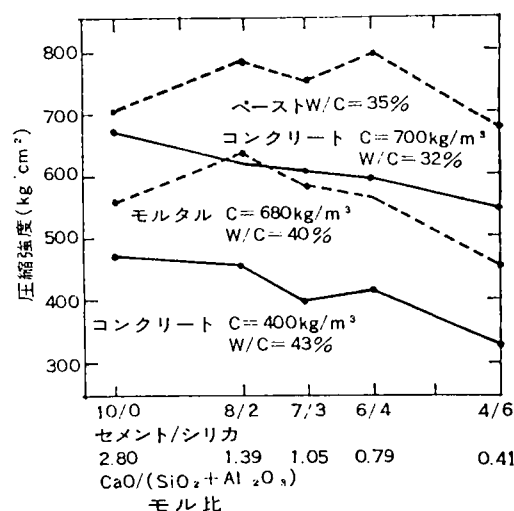


図-1.18 シリカの混入割合とオートクレーブした供試体強度

表-1.3 各種配合と圧縮強度

コンクリートの種別	セメント C (kg/m ³)	水 W (kg/m ³)	水セメント比 W/C (%)	砂 率 s/a (%)	川 砂 S (kg/m ³)	川砂利 G (kg/m ³)	実 測 スランプ (cm)	圧縮強度(kg/cm ²)	
								オートクレ ープ養生	水中養生 28日
I. コンクリ ートブレン	300	163	54.3	43	842	1,116	5.3	507	384
	400	165	41.2	41	770	1,105	6.0	612	548
	500	170	34.0	39	692	1,082	5.1	766	544
	600	189	31.5	37	610	1,040	6.0	782	582
	700	211	30.1	35	538	1,000	5.7	838	578
II. コンクリ ート混和剤A	300	146	48.7	42	853	1,180	3.2	725	462
	400	135	33.8	40	782	1,168	20	910	606
	500	134	26.8	38	705	1,148	22	1,084	782
	600	150	25.0	36	628	1,114	22	1,042	756
	700	174	24.8	34	548	1,066	22	1,081	791
III. モルタル ブレン	500	224	44.8	—	1,472	—	5.0	550	527
	600	235	39.2	—	1,428	—	5.3	675	656
	700	238	34.0	—	1,277	—	5.1	738	715
	800	251	31.4	—	1,188	—	6.5	905	786
	900	262	29.1	—	1,094	—	5.5	922	782
IV. モルタル 混和剤A	500	202	40.4	—	1,562	—	4.5	694	660
	600	197	32.8	—	1,460	—	22	935	671
	700	205	29.3	—	1,352	—	25	1,078	890
	800	213	26.6	—	1,277	—	25	1,290	957
	900	220	24.4	—	1,200	—	25	1,330	1,062

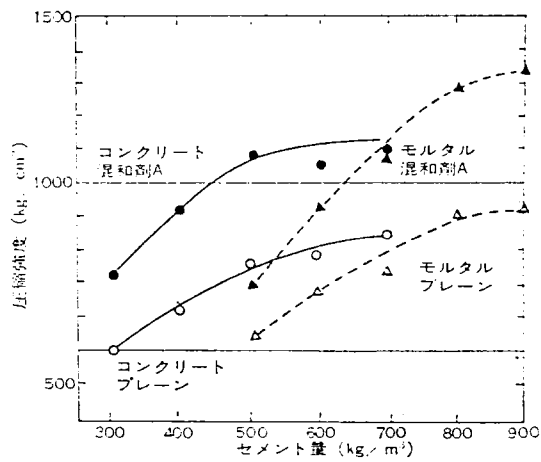


図-1.19 セメント量とオートクレープしたコンクリート強度

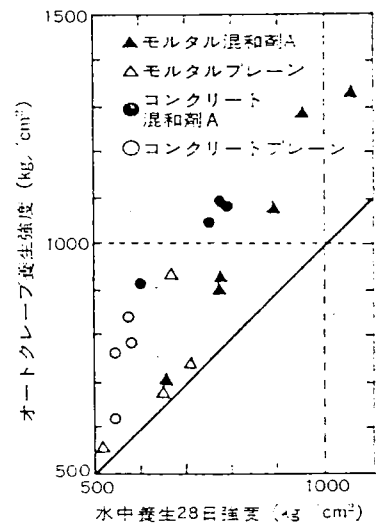


図-1.20 水中養生とオートクレープ養生の圧縮強度

e)-2 加圧蒸気養生

コンクリートを加圧締固めした後、この圧力を保持した状態で100℃程度の常圧蒸気養生を行う方法で、矢板、スラブ、セグメントなどの製造に应用されている。

図-1.2.1⁴⁶⁾は、 $\phi 15 \times 30 \text{ cm}$ の型わくに普通ポルトランドセメント 400 Kg/m^3 を用い、水セメント比4.1.8%のコンクリートを打ち込んだのち加圧し、コンクリート内部の圧力を保持したまま前養生時間をとらずただちに100℃の蒸気養生室に入れ2時間養生を行なったのち脱型し、21℃水中養生を行ない、材令5時間、7日、28日に圧縮強度試験を行なった結果である。8 Kg/cm^2 以上の加圧をした場合、材令5時間で400 Kg/cm^2 以上の圧縮強度を得ている。

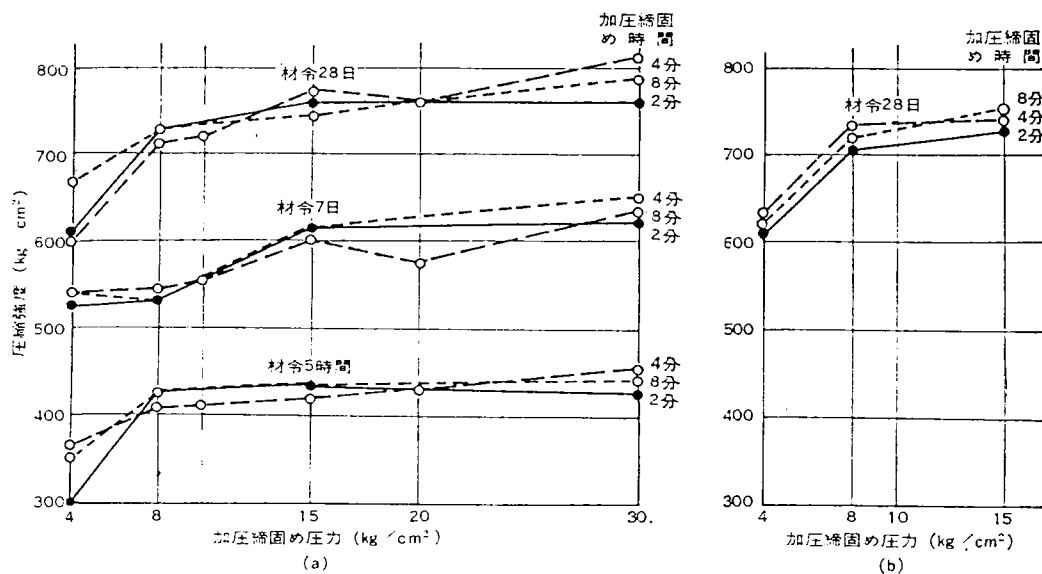


図-1.2.1 加圧締固め圧力とコンクリートの圧縮強度との関係

f) 高分子材料の利用

ポリマーの力を借りてセメントモルタルやコンクリートの欠点を改善し高強度、高耐久性のコンクリートを製造する研究が広く行なわれ、今日ではかなり広範囲に実用化されている。

ポリマーコンクリートの種類には次の3つがある。

- ① ポリマーセメントコンクリート：セメントコンクリートの練り混ぜ時にポリマーエマルジョンを添加して、モルタルやコンクリートの強度、耐久性などの性質を改良しようとするものである。
- ② レジンコンクリート：普通コンクリートに用いられるセメントペーストをすべて樹脂で置き換えて、モルタル或いはコンクリートをつくるもので、圧縮強度は1,000 Kg/cm^2 以上、曲げ強度は150～200 Kg/cm^2 以上の超高強度をも得ることができる。
- ③ ポリマー含浸コンクリート：これは、硬化セメントコンクリートの空隙にモノマーやポリマーを含浸させ、そののち加熱あるいは放射線などにより重合させて一体化したコンクリートのことである。

f)-1 ポリマーセメントコンクリート

ポリマーセメントコンクリートに使われるラテックス状またはエマルジョン状ポリマーは次のように分類される。

- i) 天然ゴムおよび合成ゴムラテックス：天然ゴム(NR)、スチレンブタジエンゴム(SBR)、アクリロニトリルブタジエンゴム(NBR)など。
- ii) 熱可塑性ポリマー：ポリ酢酸ビニル(PAVC)およびその共重合体、ポリアクリル酸エステル(PAE)、塩

化ビニリデン・塩化ビニル (PVDC) など。

iii) 熱硬化性ポリマー：エポキシ、シリコーンなど。

iv) アスファルト系：アスファルト、ゴムアスファルトなど。

v) その他：混合ポリマーなど。

これらポリマーには、充分な化学的および機械的安定度が要求される。安定度の小さなポリマーエマルジョンを使用すると、セメントモルタルの性能はかえって悪くなる。

ポリマーセメントモルタルの強度、接着力、耐衝撃性、耐摩耗性および耐薬品性などの性質を図-1.2 2⁴⁷⁾、図-1.2 3⁴⁷⁾、表-1.4⁴⁷⁾に示す。これらの図表から、圧縮強さを除いては一般にポリマーセメント比の増大により諸性質は向上する。

また、ポリマーセメントコンクリートに用いるセメントはアルミナセメント、超早強ポルトランドセメント、超速硬セメントのような硬化の速いものが、図-1.2 4⁴⁸⁾に示すように好結果を与える。この理由は明らかでないが、恐らく、セメントの水和とポリマー膜の形成がタイミングよく進行するためと考えられる。

このようなすぐれた耐摩耗性、耐衝撃性、耐薬品性、耐透水性および接着強さ、曲げ強度の増大する性質を利用して、交通量の多い店舗、工場の床、プラットフォームなどの舗装材として、プール、水路、し尿処理コンクリート槽の防水剤として、またコンクリートの防食被覆材など広範囲の用途に使われている。

表-1.4 ポリマーセメントコンクリートの耐酸性 (NBR)

薬品	ポリマーセメント比	コンクリート重量減少率 (%)			コンクリートの体積減少率 (%)		
		7日	28日	91日	7日	28日	91日
塩酸 (5%)	0	16.0	46.2	64.3	16.3	45.9	63.2
	1	11.5	39.4	50.1	13.2	41.6	50.5
	5	13.0	28.3	36.9	10.7	22.3	31.0
	15	2.3	8.8	10.0	1.3	6.7	7.5
乳酸 (5%)	0	4.1	9.1	11.6	3.6	9.2	11.2
	1	1.8	6.8	9.1	3.6	8.3	12.0
	5	5.3	7.0	10.5	2.9	3.9	5.4
	15	2.0	3.3	4.5	2.0	2.7	3.2
酢酸 (5%)	0	2.3	11.2	12.0	2.2	11.7	12.4
	1	1.0	9.1	11.3	2.4	10.7	12.9
	5	4.9	9.9	10.1	2.0	6.9	7.1
	15	1.6	5.1	5.3	0.8	3.7	5.6

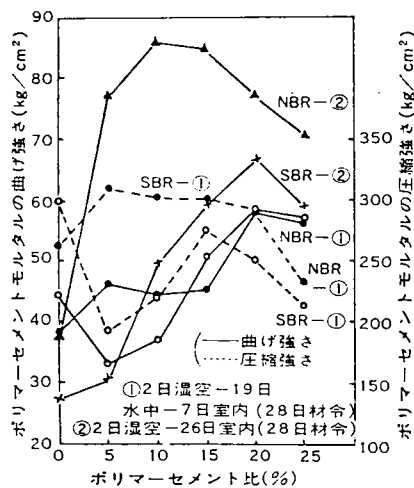


図-1.2 2 ポリマーセメントモルタルのポリマーセメント比と強さ

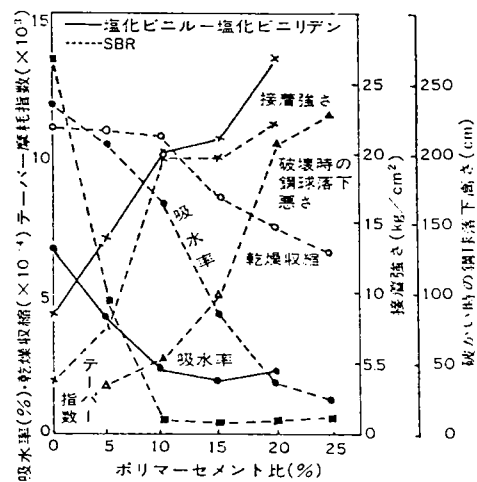


図-1.2 3 ポリマーセメントモルタルのポリマーセメント比と諸性質

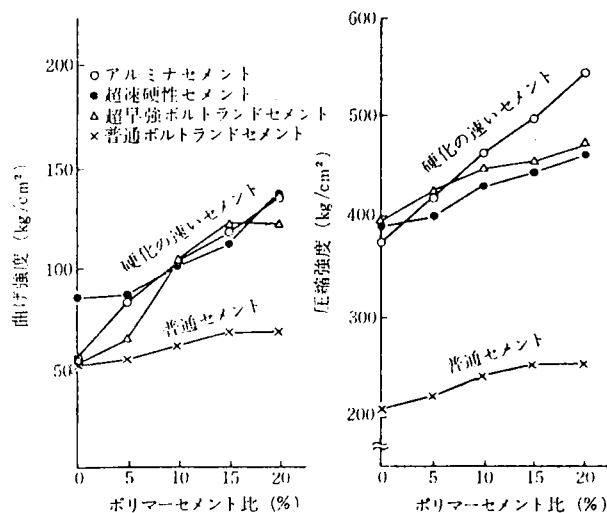


図-1.2.4 硬化の速いセメントを用いた SBR ポリマーセメントモルタルの強度とポリマーセメント比の関係

f)-2 レジンコンクリート

エポキシ樹脂は普通の岩石にたいして約 150 Kg/cm^2 程度の付着強度を持つことが知られているが、この付着強度を利用したコンクリートがレジンコンクリートである。

レジンコンクリートは結合材としてのポリマーと硬化剤のほか、価格低下や耐久性、安定性の向上を目的とする充填材、乾燥した骨材などから構成される。

ポリマーとしてはエポキシ、ポリエステル、ポリウレタン、塩化ビニル、ポリエチレンなどが、充填材としては炭酸カルシウム、アルミナ、珪石、石英などの微粉末が使用され、また骨材としてはセメントコンクリートに使用されるものが同様に用いられる。これらの重量混合割合は、最大寸法 20 mm の骨材を用いた場合、硬化剤を含むポリマー 10% 、微粒充填材 10% 、 1.2 mm 以下の細砂 20% 、 $1.2 \text{ mm} \sim 5.0 \text{ mm}$ の粗砂 15% 、 $5 \sim 20 \text{ mm}$ の砂利 45% 程度である。

各種ポリマーを用いたレジンコンクリートの性質を表-1.5⁴⁹⁾、表-1.6⁴⁹⁾に示す。

エポキシコンクリートは材令1時間で 230 Kg/cm^2 、3時間で 420 Kg/cm^2 の圧縮強度を発現し、短期日のうちに硬化反応が終了して最高強度に落ち着く。また水密性、耐久性、耐薬品性などにすぐれた抵抗性を示す。

セメントコンクリートとくらべ構造材料としての最大の欠点は、耐熱性、耐火性にとばしいことであり、樹脂自体の耐熱性は 250°C 以下である。レジンコンクリートは現在ブロック、マンホール、セグメント、送水管(パイプ)、およびパイルなどの製品に用いるべく研究開発されている。

表-1.5 各種レジンコンクリートの物理的性質

項 目	レジンコンクリート(結合材)の種類						
	フ ラ ン	ポリエステル	エ ポ キ シ	ポリウレタン	フェノール	アスファルト	普通ポルトランドセメント
密 度 (kg/m^3)	2000~2100	2200~2400	2100~2300	2000~2100	2000~2100	2100~2400	2300~2400
強 度 (kg/cm^2)	圧 縮	500~1400	800~1600	800~1200	650~720	240~250	100~600
	引 張	60~100	90~140	100~110	80~90	20~30	10~40
	曲 げ	160~320	140~350	170~310	200~230	70~80	20~70
弾性係数 $\times 10^4 (\text{kg/cm}^2)$	20~30	15~35	15~35	10~20	10~20	1~5	20~40
吸 水 率 (wt%)	0.1~1.0	0.1~1.0	0.2~1.0	0.1~0.3	0.1~1.0	1.0~3.0	4.6~6.0

表-1.6 ポリエステルレジコンクリートの性質(養生法: 70℃、15hr加熱、
*印のみ28日、20℃、50%R.H乾燥)

弾性係数 ($\times 10^4 \text{ kg/cm}^2$)		吸水率 (wt%)			透水量(g) 3 kg/cm ² の水圧 168hr	鉄筋との 付着強度 (kg/cm ²)	セメントコン クリートにたい する曲げ接合強度 (kg/cm ²)	曲げ衝撃強度 (kg-cm/cm ²)	凍結融解試験の曲げ強度 (kg/cm ²)		
静的	動的	浸水 3日	7日	28日					試験前	100サイ クル	400サイ クル後
35.3	35.7	0.03	0.06	0.13	0.0	102	41.9(接層破壊)	27.4	227	224	217

f)-3 ポリマー含浸コンクリート(PIC)

硬化したセメントコンクリートは、その内部に大きな空げきと水げきを含む多孔質体である。これらの間げきに低粘度のモノマー、プレポリマー、ポリマーなどを含浸させたのち、重合などの操作を経てセメントコンクリートとポリマーを一体化させる高強度化法をポリマー含浸コンクリート(Polymer Impregnated Concrete)と呼ばれ、次のプロセスにより製造される。硬化コンクリート系材料→加熱乾燥(100~110℃)→減圧処理(1~5mmHg)→モノマー含浸→仕上げ(研磨)→製品

重合方法としては ①加熱重合法と ②放射線照射重合法の2種類がある。

①においてはラジカル重合を増加させるために触媒として一般に過酸化ベンゾイルの適量がモノマーに混合され、75℃で2時間程度加熱されると重合完了する。②においては触媒なしの常温でラジカル重合に必要な放射線量、一般には1~5Mradが放射される。

モノマーとしてメタクリル酸メチル(MMA)を含浸させたPICの諸性質を表-1.7⁵⁰⁾に、またポリマー含浸率と圧縮強度の関係を図-1.25⁵⁰⁾に示す。

また、軽量コンクリートについても含浸効果が見られ、図-1.26⁵¹⁾、図-1.27⁵¹⁾に示すように比重1.6台で圧縮強度が1,000Kg/cm²、曲げ強度が150~160Kg/cm²以上のPICも製造可能である。

イタリアのA. RiO⁵²⁾らは高シリカセメントと最密充填状態の玄武岩骨材を用い、オートクレーブ養生することによって、空げきの形状と孔径がポリマー含浸に適するセメントコンクリートを作り、これにメタクリル酸メチルを含浸、重合させて表-1.8に示す様に、3,000Kg/cm²に近い、きわめて高い圧縮強度のポリマー含浸コンクリートの製造に成功している。

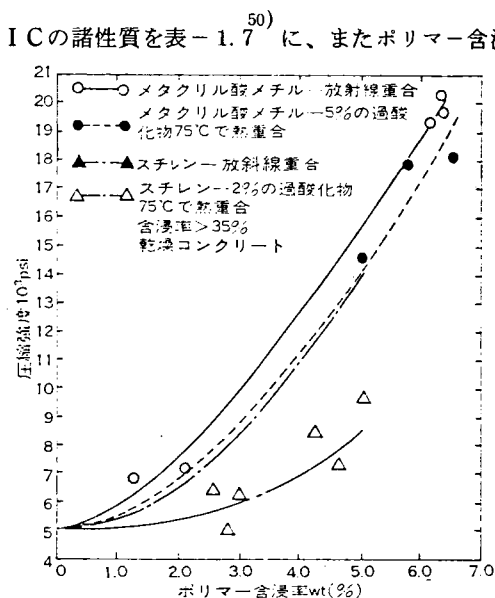


図-1.25 圧縮強度とポリマーの含浸率

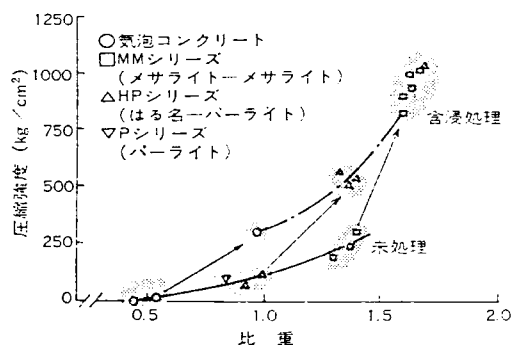


図-1.26 比重と軽量コンクリートの圧縮強度

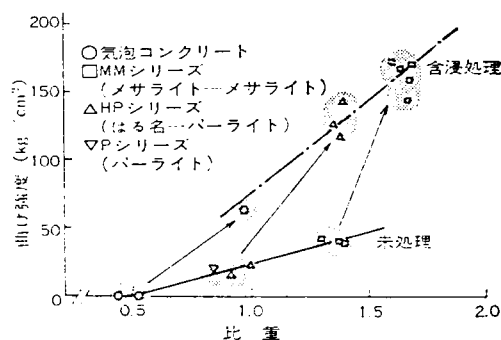


図-1.27 比重と軽量コンクリートの曲げ強度

表-1.7 メタクリル酸メチル系PICの性質(含浸率、4.6~6.7 wt.%)

性質	未含浸コン クリート	放射線照射法 によるPIC	加熱法による PIC
圧縮強度 (kg/cm ²)	370	1,424	1,277
弾性係数 ($\times 10^4$ kg/cm ²)	25	44	43
引張強度 (kg/cm ²)	29.2	114.3	106.0
曲げ強度 (kg/cm ²)	52.0	185.4	160.8
吸水率 (%)	6.4	1.08	0.34
すりへり(摩耗) (mm)	1.26	0.41	0.37
(g)	14	4	4
キャビテーション (mm)	8.13	1.63	0.51
透水性 (mm/年)	0.16	0.02	0.04
熱伝導率 (23°C)、(Kcal/m·h·°C)	1.98	1.94	1.88
熱拡散係数 (23°C)、(m ² /h)	0.0036	0.0038	0.0036
熱膨張係数 (cm/cm·°C $\times 10^{-6}$)	7.25	9.66	9.48
耐凍結融解性 (サイクル; 重量減%)	490; 25.0	750; 4.0	750; 0.5
衝撃かたさ (L-ハンマー)	32.0	55.3	52.0
耐硫酸塩性、300日浸せき(膨張%)	0.144	0.0	—
耐塩酸性、15% HCl 84日浸せき(重量減%)	10.4	3.64	3.49
耐蒸留水性、97°C 120日浸せき	著しく浸食	変化なし	—

表-1.8 ポリメタクリル酸メチル含浸コンクリートの高強度

No.	被含浸材(セメントコンクリート)用材料		水セメ ント比 (%)	ポリマー 含浸率 (%)	圧縮強度 (kg/cm ²)
	骨材	セメント			
1	玄武岩	高シリカセメント	54	8.3	2580
2	"	ポルトランドセメント (Type III)	54	8.2	2196
3	石灰岩	高シリカセメント	54	7.5	1709
4	"	ポルトランドセメント (Type III)	54	7.5	1396
5	玄武岩	高シリカセメント	65	9.3	2310
6	"	"	56	8.4	2520
7	"	"	45	6.1	2650
8	"	"	35	5.2	2870

1.3 本論文の概要

本論文は樹脂等の特別な材料や加圧、オートクレーブ等の特殊な成形養生方法を用いず、高性能減水剤の使用、反応性骨材としてのセメントクリンカーの活用、膨張材によるケミカルプレストレスの導入あるいは鋼繊維との複合化等の実用的な手法によりコンクリートの品質改善なかつ高強度化に関する基礎的かつ実用的研究を行なった成果をとりまとめたものであり、7章からなる。

以下、各章毎に研究の概要および成果について述べる。

第1章 緒 論

本研究の背景ならびに論文の成果の概要を各章毎に述べると共に既往の研究を概説し、本研究の目的と範囲を明らかにした。

第2章 高性能減水剤を用いた高強度コンクリートに関する研究

高強度コンクリートをうる配合上の検討では、単位セメント量(500、700、900 Kg/m³)、骨材(碎石、川砂利)、骨材最大寸法(10、20 mm)、細骨材率(10、20、30、40%)、高性能減水剤(β-ナフタリンスルホン酸塩等)を組合せた40配合について試験を行ない配合の諸因子がコンクリートの強度、ワーカビリティに及ぼす影響を明らかにした。

使用材料の検討結果では、セメントの種類は早強セメントが最も適し、粗骨材としては強度や弾性係数が安定して大きく、かつ組織が緻密な砂岩系統が適していることを明らかにした。

このように高強度コンクリートをうるための配合上の検討を系統的に実験した例は極めて少ない。

高強度コンクリートの耐久性では耐凍結融解性、耐衝撃性、水密性、耐薬品性を試験した。

なかんずく、凍結融解試験においては水セメント比を30、35、40、47、57%に変えて実験を行なった。その結果、圧縮強度800 Kg/cm²以上で水セメント比35%以下のコンクリートの場合にはAE剤により空気を進行しなくとも凍結融解に対する抵抗性が大きいことが判明した。

高強度コンクリートの微視的検討ではセメント硬化体のX線回折、細孔径分布、結合水の測定ならびにセメントマトリックスと骨材境界面の電子顕微鏡あるいは光学顕微鏡観察を行ない高強度コンクリートをうるメカニズムを追求した。

セメント硬化体の強度はペースト中の毛細管空間の量または内部に占める固体部分の量によって左右される。水セメント比30%の早強セメントペーストの37.5 Åから7.5 μの全細孔量は材令7日で16.3%、28日で12.6%となり材令が進むにつれて、生成したゲルが元のセメント粒子の占有していた場所を占めると共に、体積の増加分だけ毛細管空間を充たし、材令28日で1,141 Kg/cm²の高強度をえることを確認した。また、材令1日から28日までの圧縮強度と結合水は直線関係にあることを認めた。ちなみに材令28日における結合水は13.8%であった。

第3章 クリンカーを骨材に用いた高強度コンクリートに関する研究

セメントクリンカーを骨材として用いたコンクリートでは、セメントクリンカーの骨材としての特性を明らかにするとともに、コンクリートの圧縮、曲げ、引張、支圧および鉄筋との付着強度、弾性係数、ポアソン比、乾燥収縮、クリープの諸性質ならびに断熱温度上昇、熱膨張係数、比熱、熱拡散率、熱伝導率の熱特性を碎石骨材を用いた高強度コンクリートのそれらの値と対比しながら試験した。

その結果、粗骨材にクリンカー、細骨材に川砂を用いたコンクリートの材令28日における圧縮強度は983 Kg/cm²、引張強度は67 Kg/cm²、曲げ強度は142 Kg/cm²、静弾性係数は4.85 × 10⁵ Kg/cm²であった。また、細・粗骨材ともクリンカーを用いると材令1日で805 Kg/cm²の高強度がえられた。

これは、電子顕微鏡による観察で、骨材とセメントペースト相が水和物により結合していることを確認した。

クリンカー骨材コンクリートの問題点は長期材令に時として膨張破壊を起すことであるが、これはクリンカー中の遊離石灰によるので、その含有量を1.5%以下におさえればこの現象を防げることを指摘した。

第4章 高強度コンクリート硬化促進に関する研究

硬化促進剤の選定研究では鉄筋の発錆作用のない高強度コンクリート用の硬化促進剤を見出すために約20種類の薬品に関して試験した。その結果、亜硝酸カルシウム、硝酸カルシウムおよび硝酸カルシウムが効果的な薬品であることがわかった。特に亜硝酸カルシウムをセメント重量に対して2%添加したコンクリートは初期強度、28日強度共に大きく、また鉄筋を錆させる懸念が無いことから最っとも優れていることが判明した。

常圧蒸気養生による高強度コンクリートの硬化促進では材令4～5時間で100～200 Kg/cm²程度の脱型に必要な圧縮強度をえ、なおかつ材令28日においても800 Kg/cm²以上の高強度を発現することを目指した。

その結果、この目標を達成するには亜硝酸カルシウムを添加して蒸気養生するか、硬化促進剤無添加で40℃のホット

コンクリートにすればよいことが判明した。なお、20℃成形で硬化促進剤を用いず蒸気養生する場合には、150 Kg/cm²以上の強度をえるのに6時間の材令が必要であった。

また、高強度コンクリートを用いる場合、蒸気養生（昇温勾配15℃/h、最高温度65℃の条件）に基因する強度損失を皆無にするためには前養生行程でコンクリートをウェットスクリーニングしたモルタルのプロクター貫入抵抗が4,000 psiになるまで硬化させればよいことを確認した。この硬化の程度はウェットスクリーニングしないものとのコンクリートで圧縮強度が5 Kg/cm²程度に相当する。

第5章 膨張材を混和した高強度コンクリートに関する研究

コンクリートの圧縮強度とケミカルプレストレスとの間には相反する関係が存在し、ケミカルプレストレスを大量に導入しようとするれば圧縮強度は当然著しく低下する。この相い矛盾する問題を解決すればヒューム管、失板、ボックスカルバート等のコンクリート製品に膨張材を有効に利用できる。

圧縮強度が800 Kg/cm²以上の高強度コンクリートに膨張材を混和することにより、強度が500 Kg/cm²程度まで低下してもケミカルプレストレスが30～40 Kg/cm²導入できることを一軸拘束供試体より明らかにした。

つぎに、この高強度コンクリートに膨張材を60 Kg/m³混入した材料を用いて拘束鉄筋比を1.7%程度にして管端部を補強した遠心力鉄筋コンクリート管を製造したところ、初期ひびわれ荷重がJIS 1種の3倍程度に高められることを確認した。

また、同一膨張材混入量で同一拘束状態であってもセメントの種類、セメント量などのコンクリートの配合や養生方法の違いによってコンクリートの膨張挙動は非常に異なるが、蒸気養生はコンクリートの膨張を初期にほぼ完了させる効果があることを確認したので高強度膨張セメントコンクリート製品の製造に有効な養生方法であることがわかった。

第6章 鋼繊維で補強した高強度コンクリートに関する研究

圧縮強度800 Kg/cm²以上の高強度コンクリートであっても引張強度、曲げ強度、変形能力等の諸特性の改善については十分に期待できない。そこで、これら諸特性を改善する手段として鋼繊維で補強した高強度コンクリートの広範囲な実験的研究を行なった。

この結果、鋼繊維を1～2%補強したコンクリートは引張強度あるいは靱性は改善されるもののひずみの均一分散は認められない。ひずみを均一に分散させるためには4%程度の鋼繊維を混入する必要があることを明らかにした。

耐衝撃性は一般にばく然と増大するといわれているが、骨材最大寸法20 mmの高強度コンクリートに長さ30 mmの鋼繊維を2%程度混入しても耐衝撃性は改善されず、骨材最大寸法10 mm以下にすることにより耐衝撃性が増大することがわかった。

波打ち際から10 mの位置の海浜暴露5年材令の結果によると鋼繊維補強コンクリートの曲げ、圧縮強度は材令とともに増進した。一方、コンクリートの表面には暴露直後から鋼繊維の発錆によると思われる茶褐色の着色を生じ、この着色の程度は暴露期間の経過にともなって増大する傾向にあるが発錆はコンクリート表面附近にある鋼繊維のみに限られていることを光学顕微鏡で確認した。

以上のほかに鋼繊維補強コンクリートの乾燥収縮、クリープ、凍結融解抵抗性、水密性、耐摩耗性および鋼繊維の配向とコンクリートの挙動等について実験と考察を行ない多くの新しい知見をえた。

第7章 結 論

本論文の研究の全体にわたる主だった結果を総括して述べた。

参 考 文 献

- 1) Roy D.M. and Gouda, G.R. : High Strength Generation in Cement Pastes, Cement and Concrete Research, Vol.3, №6, 1973, pp.807~820
- 2) Birchall J.D., Howard A.J. and Kendall K. : Flexural Strength and Porosity of Cements, Nature, Vol.289, №5796, January 29 1981, pp.388~390
- 3) European Patent : Cementitious product, Publication №0021682, Imperial Chemical Industries Ltd, 1981
- 4) Alford N.McN., Groves G.W. and Double D.D : Physical Properties of High Strength Cement Pastes, Cement and Concrete Research, Vol.12, №3, 1982, pp.349~358
- 5) 福地利夫、大浜嘉彦 : 圧縮強度 $2,000 \text{ Kg/cm}^2$ 級のコンクリート、建築技術、№309、1977. 5、pp. 101~107
- 6) 森茂次郎、杉木六郎 : 高強度コンクリートパイル、工業と製品(最近のセメント・コンクリート製品 '71~'72)、№53、1971、pp.177~182
- 7) 近藤時夫 : わが国最初のPCトラス鉄道橋、セメント・コンクリート、№328、June 1974、pp. 27~32
- 8) 町田富士夫他 : 高強度コンクリートを用いたPC桁の設計施工(1)、プレストレスト・コンクリート、Vol.16、№4、Aug.1974、pp.30~36
- 9) 町田富士夫他 : 高強度コンクリートを用いたPC桁の設計施工(2)、プレストレスト・コンクリート、Vol.16、№5、Oct.1974、pp.36~45
- 10) 村田二郎、富田嘉雄 : 高強度コンクリートの橋梁下部構造への適用、セメントコンクリート、№388、1979. 6、pp.31~37
- 11) Romualdi, J.P. and Batson G.B. : Mechanics of Crack Arrest in Concrete, Proc. ASCE, Vol.89, June 1963
- 12) Harris, A.J. : Ultra High Strength Concrete, Journal of PCI, Vol.12, №1, Feb.1967, pp.53~59
- 13) 岡田清 : 高強度コンクリート、材料、Vol.18、№187、Apr.1969、pp.267~274
- 14) 大塩明 : 高強度コンクリート、コンクリート・ジャーナル、Vol.10、№3、Mar.1972、pp.60~61
- 15) 大塩明 : 高強度コンクリート、建築技術、№262、June 1973、pp.231~254
- 16) 特集 : コンクリートの強度への挑戦、コンクリート工学、Vol.14、№3、Mar.1976
- 17) 山本泰彦 : コンクリートにおける遅延剤および減水剤の使用に関する基礎研究、土木学会論文報告集、第265号、1978
- 18) 服部健一 : 特殊減水剤の物性と高強度発現機構、コンクリート工学、Vol.14、№3、1976、pp. 12~19
- 19) 児玉和已、福馬直昭、御所窪邦男 : 高強度用減水剤について、材料、第22巻、第232号、Jan.1973、pp.11~17
- 20) 山川肇爾 : 最近のセメント、コンクリート製品 '73、1973

- 21) 小野田セメント㈱ : カタログ、小野田エクスパン
- 22) 楠元考夫ほか : 石灰系膨張混和材がコンクリートの膨張および強度性状におよぼす影響、セメント技術年報、昭和52年 XXXI
- 23) 国分正胤ほか : 膨張セメント混和材を用いたコンクリートの標準試験方法に関する研究、コンクリートライブラリー、第39号、1974年10月、土木学会
- 24) セメント協会 : 膨張材を用いた繊維補強コンクリートに関する調査研究、繊維補強コンクリート研究専門委員会報告、昭和57年7月
- 25) Berger, R.L. : Properties of Concrete with Cement Clinker Aggregate, Cement and Concrete Research, Vol.4, №1, 1974, pp.99~112
- 26) 小林一輔、趙力采 : 単軸引張を受ける鋼繊維補強コンクリートの強度と変形、土木学会論文報告集、№257、1977
- 27) J.P.Romualdi, J.A.Mandel : Tensile strength of concrete affected by uniformly distributed and closely spaced short lengths of wire reinforcement, Journal of ACI, Vol.61, №6, 1964
- 28) 吉田徳次郎 : 最高強度コンクリートの製造に就いて、土木学会誌、26巻11号、昭和15年11月、pp.997-1006
- 29) Lowrence, C.D. : The Properties of Cement Paste Compacted under High Pressure, London Cement and Concrete Association, Oct. 1968, p.21, (Research Report №19)
- 30) Freyssinet, E : The Deformation of Concrete, Magazine of Concrete Research, №8, 1951, pp.49~56
- 31) Lecznar, F.J. and Barnoff, R.M. : Strength of Neat Cement Pastes Molded under Pressure, Journal of ACI, Proceedings, Vol.57, Feb.1961, pp.973~975
- 32) Benett, E.W. and Gokbale, V.G. : Some Experiments on the Compaction of Cement Paste, The Indian Concrete Journal, Vol.41, Nov.1967, pp.421~428
- 33) Skanlly, J.P. and Bajza, A. : Properties of Cement Pastes Prepared by High Pressure Compaction, Journal of ACI, Proceedings, Vol.67, №3, Mar.1970, pp.221~227
- 34) H. Stamenkovic : Ultra High Strength Concrete, PCI Journal, Vol.12, №4, 1967, pp.80~84
- 35) 木村恵雄、坊所勝弥 : 超かた練りコンクリートの強度について、セメント技術年報 XVII、1963、pp.352~358
- 36) 西晴哉、大塩明、江藤清光、木下幸一 : オートクレープ養生による高強度コンクリート(その1)、小野田研究報告、第23巻、第2冊、№83、Aug.1971、pp.77~87
- 37) 西晴哉、大塩明、江藤清光、木下幸一 : オートクレープ養生による高強度コンクリート(その2)、小野田研究報告、第23巻、第3冊、№84、Dec.1971、pp.165~175
- 38) 杉木六郎 : 遠心力絞め固めコンクリートにおける2, 3の問題、セメントコンクリート、№261、1968、

pp.44~49

- 39) C.A. Menzel : Strength and Volume Change of Steamcured Portland Cement Mortar and Concrete, Proc. Am. Conc. Inst. Vol.31, 1935, pp.125~148
- 40) 西晴哉、大塩明、福沢公夫 : オートクレープ養生したコンクリートの諸試験、セメント技術年報 XXV、1971、 pp.165~175
- 41) ACI Committee 516, High Pressure Steam Curing : Modern Practice and Properties of Autoclaved Products, Journal of ACI, Proceedings, Vol.62, Aug.1965, pp.867~908
- 42) 河野清 : コンクリートの硬化促進に関するRILEM国際会議における諸論文の紹介(3) - 普通および軽量コンクリート、コンクリートジャーナル、 Vol.3、№7、Nov.1965、 pp.867~908
- 43) 岡田清、高崎肇、石井真 : オートクレープ養生に関する一実験(シリカ・混入セメントの強度および変形特性) セメント技術年報XXI、 June 1967、 pp.439~444
- 44) 樋口芳朗、原田豊 : 圧気を併用したコンクリートの高温高圧蒸気養生、セメント・コンクリート №265、Mar.1969、 pp.20~30
- 45) 須藤儀一 : 養生理論 - 高圧養生、セメント・コンクリート、 №271、Sep.1969、 pp.27~35
- 46) 国分正胤、小林正凡、比田正 : コンクリートの加圧蒸気養生に関する基礎研究、セメント技術年報 XXIV、1970、 pp.269~275
- 47) 河野俊夫 : ポリマーセメントモルタル、土木建築用プラスチック複合材料、別冊化学工業 15-4、1971、 pp.46~87
- 48) 大浜嘉彦 : ポリマー系材料によるコンクリートの高強度化、コンクリート工学、 Vol.14、 №3、1976、 pp.25~31
- 49) 大浜嘉彦 : レジンコンクリートとCPC(コンクリート/ポリマー複合体)、Building Engineering、 №8、 1971、 pp.27~36
- 50) J.T. Dikeov et.al : Polymerization Makes Tougher Concrete, ACI Journal, October 1969, pp.829~839
- 51) 田沢栄一 : 樹脂含浸セメント製品の物性、大成建設技術研究所報、第4号
- 52) A. Rio, S. Biagini : Recent Progress in the Field of polymer - Impregnated Concretes, First International Congress on Polymer Concretes (Session A, Paper 4), May 1975

第 2 章

高性能減水剤を用いた高強度コンクリートに関する研究

第2章 高性能減水剤を用いた高強度

コンクリートに関する研究

2.1 緒言

減水剤の役割は、その分散作用と減水作用によって、ペーストの強度を高め、骨材とペーストの弾性係数の差を縮めて両者の境界への応力集中を避ける一方、両者間の接着力を高めることにあると言われている。

セメントの粒子は、直径 $1 \sim 88 \mu$ の範囲に分布しているが、減水剤は表-2.1¹⁾にみられるように 10μ 以下の微小粒子(量的に30%以下)の分散に効果があると言われている。コンクリートの高強度化のためセメント量を多く用いるのは微粒子部分が相対的に多くなるので、減水剤がよく効き流動性が高まり、高度の減水が達成できるためである。

高性能減水剤の減水性に関しては多くの研究が行われているが、添加量が増すに従って減水率が直線的に増加し、図-2.1²⁾に示すように20~30%もの減水が可能である。従来の減水剤は、一般に標準添加量を超えて過剰に添加すると凝結遅延を起こすなどの欠点があるのに対し、高性能減水剤は、凝結遅延を起こすことは小さく、添加量が増すと共に減水効果が大きくなり、空気連行性もないので、コンクリートの高強度化に適しているのである。

以上の如く、高性能減水剤は優れた混和剤であるが、第2章では、この材料を高強度コンクリート製造のための一つの有力な構成素材にすぎないと位置づけた。そして原点に立ち戻り、高強度コンクリートを製造するための配合上の検討、ならびにセメントの種類あるいは粗骨材の品質の影響等について既往の文献を参考にしながら試験した。また、これら材料を用いて製造した高強度コンクリートの水密性、凍結融解抵抗性、耐薬品性等の耐久性の試験ならびに高強度コンクリートの微視的検討を若干行った。

2.1.1 配合上の検討に関する既往の研究

横道³⁾はプレストレストコンクリートを対象として普通の振動締固めと常圧養生によって高強度コンクリートを得ようとした。その方法は土木学会示方書の細骨材の標準粒度分布には問題がある指摘し、最大寸法 25 mm の砂利および細・粗2種の砂を組合せて、全骨材粒度として横道の提案する連続粒度3種、 $2.5 \text{ mm} \sim 5.0 \text{ mm}$ のものを除いた脱落粒度2種計5種類について実験を行なった。その結果、図-2.2³⁾に示すようにセメント量 $300 \sim 400 \text{ Kg/m}^3$ の使用で高強度コンクリートが得られた。

鈴木、堀川⁴⁾もプレストレストコンクリートを対象として広範囲の配合試験を行っている。その結果、普通セメント 531 Kg/m^3 、碎石、ポゾリス 5 L を用いて製造した水セメント比 30.1% でスランブ 4 cm のコンクリートは材令28日で 72.6 Kg/cm^2 の圧縮強度を得たと報告し、川砂利に比較して碎石の有利性を述べている。

表-2.1 セメント粒径と分散性

セメント 粒 径 (μ)	表面積 (BET) (cm^2/g)	流動化 最小水量 [*] (cc)	高縮合物5% 液の流動化最 小水量 [*] (cc)	減水率 (%)
0~5	7594	110	55	50
5~10	6917	65	50	23
10~15	4985	55	45	18
15~20	2788	55	45	18
20~30	1654	50	40	20
30~40	1483	50	40	20
40~62	1353	45	35	20

* チチブセメント風別物 100 g 当り流動化させる最小水量及び5%高縮合物溶液の場合の最小水量から減水率が求められている。

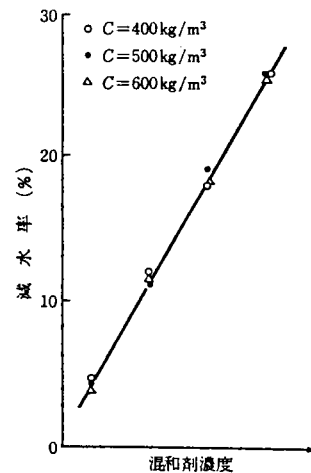


図-2.1 スランブ $8 \pm 1 \text{ cm}$ の普通コンクリートに対するナフタリン系の高性能減水剤の濃度と減水率の関係

Parrot^{5), 6)} は特別の材料や製造工程を用いず従来の材料やコンクリート配合技術の範囲内で圧縮強度（材令 28 日、10 cm 立方体）が 1,000 Kg/cm² 以上のコンクリートを作することは困難ではないと述べて次の如き配合設計法を報告している。

材 料

水：特に水質の要求はない。水道水なら申し分ない。

セメント：900 Kg/cm² 以上の高強度コンクリートを製造する場合には、セメントの選択が必要であり、なるべく高強度が出るものが好ましい。

粗骨材：硬質石灰石、閃緑岩、玄武岩および花崗岩の如き碎石が好ましい。丸味のある川砂利は適当でないようである。

細骨材：天然砂が砕砂がよい。

水セメント比

高強度コンクリートを得るためにはできるだけ小さい水セメント比が必要である。実際、骨材セメント比（a/c）2.0 の場合では水セメント比は 0.28 が要求される。これより大きい水セメント比になると過剰なキャピラリー空隙が生じ強度は低下する。

骨材セメント比

小さい水セメント比でしかもワーカブルであるためにはセメントペーストを骨材で稀釈しないことが大切であり、骨材セメント比は 2 対 1 位を確保することが必要である。

骨材の粒度

粗骨材は 20 mm または 10 mm 全通が好ましい。セメント量が非常に多いので細骨材量をできるだけ少なくする。好ましい骨材配合は 5 mm 以下の細骨材 10 % と 5 mm から 10 mm の粗骨材 90 % である。

練り混ぜは在来のミキサで十分であるが混練時間を 2～3 分の代りに 4 分位に延長した方がよい。

ワーカビリティ

ワーカビリティは Vebe 時間で 15 秒が適当である。この程度のワーカビリティならば在来の振動機で十分に締め固められる。

このようにして製造したコンクリートの配合と圧縮強度の結果を表 2.2⁶⁾ に示す。

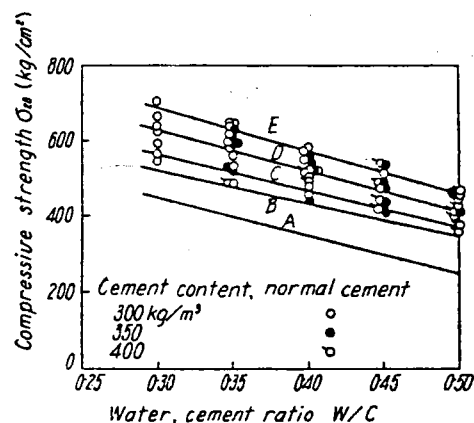


図-2.2 Relationship between compressive strength and water/cement ratio for the proposed gradings

表-2.2 供試コンクリートの明細

セメント	細骨材率	骨材の種類	骨材セメント比 (%) (重量比)	水セメント比 W/C (重量比)	ワーカビリティ Vebe 時間 (秒)	立方体28日強度 Psi	N/mm ²	配 合
D	—	—	0.0	0.28	2	14,070	97	ペースト
D	0.1	石灰石	2.0	0.28	16	12,040	83	高強度
D	0.1	輝緑岩	2.0	0.28	18	13,340	92	高強度
D	0.1	玄武岩	2.0	0.28	20	13,200	91	高強度
E	—	—	0.0	0.28	失敗	14,790	102	ペースト
E	0.1	石灰石	2.0	0.28	13	12,760	88	高強度
E	0.1	輝緑岩	2.0	0.28	12	14,500	100	高強度
E	0.1	玄武岩	2.0	0.28	12	14,360	99	高強度
E	0.3	石灰石	5.5	0.55	3	5,915	41	普通強度
E	0.3	輝緑岩	5.5	0.55	3	5,220	36	普通強度

高性能減水剤を用いた高強度コンクリートに関する文献は多いが、配合設計に関して系統的に研究したものは意外と少ない。

依田、新井⁷⁾は早強セメントを用い、水セメント比30%程度のコンクリートについて粗骨材の品種を変えて実験している。その結果石灰岩質砕石を用いたコンクリートの強度発現が最ともよく材令28日で 99.6 Kg/cm^2 の圧縮強度を示した。

小林、曾根⁸⁾はコンクリートの細骨材率と単位水量およびV.B値との関係を実験し、配合を適切に選べば水セメント比を25%程度としても通常のコンクリートと同等のワーカビリティが得られるとしている。

高山⁹⁾はまずモルタルに着目して、そのコンシステンシーを明らかにしたのち、コンクリートのそれとの関連性を見出して高強度コンクリートの配合設計を行なうことを考えた。

岡田、小林、正田¹⁰⁾はセメント量 450 Kg/m^3 、 500 Kg/m^3 、 550 Kg/m^3 のコンクリートに関して高性能減水剤3種類について実験を行ない、所要のコンシステンシーを得るための単位水量は、単位セメント量が増大してもほとんど変化しないこと、凝結時間は練り上り温度が 20°C から 30°C に上昇すると1～1.5時間程度早くなることなどを指摘した。

M.アザム アゼイミ、岡田、小林¹¹⁾はプレーンコンクリートではコンクリート温度が高くなるにつれてスランプは低下するが、高性能減水剤を用いた高強度コンクリートの場合はこの傾向と反対に温度上昇につれてスランプ値が図-2.3¹¹⁾に示すように大きくなること、特に早強セメントを用いた場合、各減水剤ともに温度上昇による、スランプ値はほぼ直線的に大きくなっている。また、高性能減水剤を用いた高強度コンクリートのスランプの経時変化は大きく、特に温度が 10°C 、 20°C 、 30°C と高くなるにつれてその変化の割合が大きくなることを指摘した。

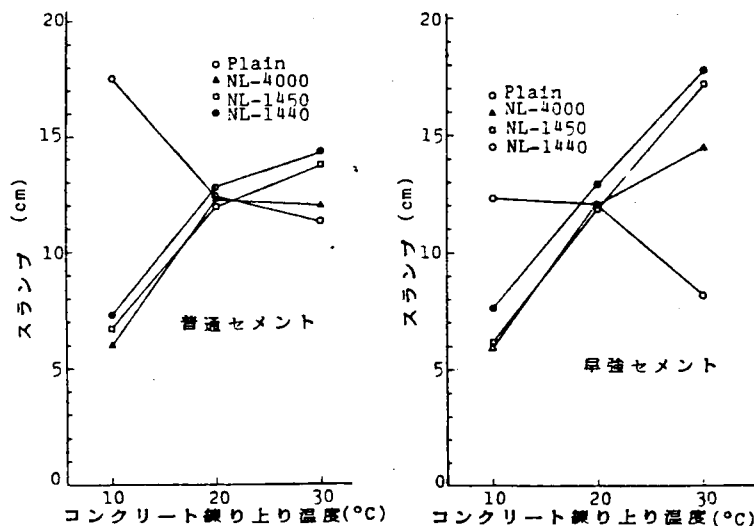


図-2.3 練り上りコンクリート温度とスランプの関係

コンクリートの体積の7割前後を占める骨材がコンクリートの強度およびその他の物性に大きく影響をおよぼすことはいうまでもない。

葛城、窪山、清水、吉次¹²⁾はコンクリート強度が低い範囲では、粒形、粒度が等しい砕石であれば、その岩質に起因する強度差はないが、コンクリート強度が高くなるにつれて、砕石の岩質の影響があらわれ、コンクリート強度が大きく異なる。この強度差は、おもに砕石とモルタルとの付着性が原因で生じるとしている。

松下、牧角、西山¹³⁾はBS812規格に従って求めた粒径 $10 \sim 15 \text{ mm}$ の試料による骨材の40ton 破砕値とコン

クリートの強度の関係を求めた。図-2.4.¹³⁾に示されるように骨材強度の影響は高強度になるにつれて大きく、セメント量 550 Kg/m^3 のコンクリートでは玄武岩と絶色片岩とで $200 \sim 300 \text{ Kg/cm}^2$ の強度差が生じた。

飛坂¹⁴⁾は骨材の種類が高強度コンクリートの圧縮強度および静弾性係数におよぼす実験から、硬質砂岩の砕砂・碎石を使用すると圧縮強度は高くなるが静弾性係数の値は小さくなり、チャートの砕砂・碎石を使用すると逆に圧縮強度は低いが静弾性係数の値は大きくなるなど、骨材の種類によって異なった性質のコンクリートが得られたと述べている。

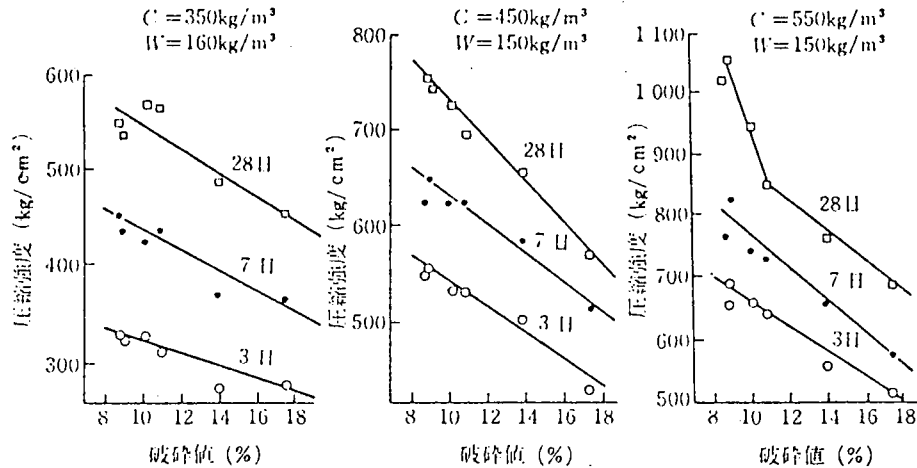


図-2.4 骨材の破砕値とコンクリートの圧縮強度の関係

2.1.2 耐久性に関する既往の研究

高強度コンクリートの凍結融解作用に対する耐久性試験は多く報告されている。

小林、田中¹⁵⁾は高性能減水剤を用いた水セメント比35%のコンクリートの場合には100~150サイクルでいちじるしく劣化したが、25%とした場合には300サイクルを経過したのちにおいても動弾性係数はほとんど低下しなかったと報告している。

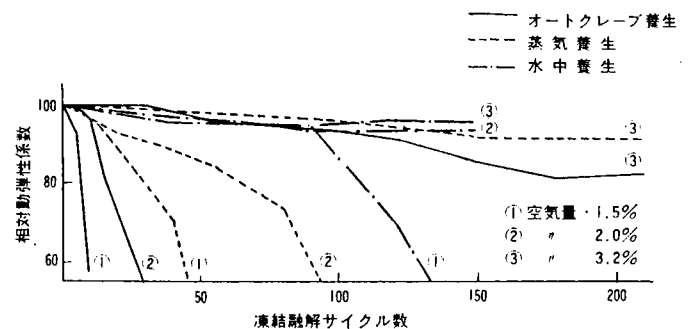
服部、岡田、飛坂、柳¹⁶⁾は水セメント比が25~35%のコンクリートでは、気泡間隔係数が800~1,000 μ でも、1,000サイクルの凍結融解作用に対して十分耐久性があるが、水セメント比が35%以上の場合にはAE剤を必要としている。

後藤、三浦、鈴木¹⁷⁾は水セメント比が26%以下の場合にはNon-AEコンクリートでも凍結融解に対する耐久性は十分であるが、水セメント比が28%以上の場合にはAE剤が必要であり、高性能減水剤と組合せるAE剤の種類に注意することと、高強度コンクリートの空気量は3%程度で十分であるとしている。

長滝、坂井、中村、金生¹⁸⁾はオートクレープ養生した高強度コンクリートは養生中に生じる熱変形により微小ひびわれが生じるため圧縮強度が大きいにもかかわらず耐凍結融解性が著しく劣っているが図-2.5に示すように3%程度の空気量を連行させることにより耐久性は著しく改善されると報告している。

図-2.5 空気量を変化させたコンクリートの凍結融解試験結果

Perenchio、Klieger¹⁹⁾は混和剤を用いないゼロスランブコンクリートについて凍結融解試験を行なった。その結果、300サイクルでの耐久性係数は水セメント比30%と35%のコンクリートが99~100%、また水セメント比40%のコンクリートで98~99%であり良い抵抗性を示した。



高強度コンクリートの水密性に関する研究としては村田、大塚²⁰⁾ならびに吉田ら²¹⁾の報告があり、いずれも水密性が極めて高くなるとしている。

なお、高強度コンクリートの耐薬品性あるいは耐衝撃性に関する研究は極めて少ない。

2.2 コンクリートの配合上の検討

2.2.1 試験の目的

特別な成形手段や養生方法を用いず通常使用されているセメント、骨材を用いてスランブ5 cm以上のプラスチックを有し且つ圧縮強度800 Kg/cm²程度の高強度コンクリートを得ることを実験の目的とした。

高強度コンクリートを作るために良質な碎石を骨材とし且つ多量のセメントと空気を連行せずに減水効果の大きい高性能減水剤を用いた。

配合上の検討ではセメント量、骨材最大寸法、砂率の影響について実験を行なった。

これら要因の水準についてはParrotの実験⁵⁾を参考にして、セメント量では700 Kg/m³あるいは900 Kg/m³、骨材最大寸法10 mm、また砂率では10%とか20%など従来の配合例からは大巾に異なるものについても実験することを主眼点のひとつとした。

2.2.2 試験方法

(1) 使用材料

セメント：小野田社早強ポルトランドセメント …… 表-2.3

骨材：富士川産の川砂、川砂利および鬼怒川産玉石碎石 …… 表-2.4

混和剤：マイテイ150

(2) コンクリートの練り混ぜとコンクリート供試体の成形方法

コンクリートの練り混ぜ、成形はすべて20℃の恒温室内で行なった。骨材とセメントを空練りした後水を加え強制練りミキサ(容量50ℓ)で90秒間練り混ぜた。

成形は所定の型わくにコンクリートを1層に詰め棒状バイブレーターで締め固めた。コンクリートの供試体はすべて成形の翌日脱型し、所定材令まで20℃の水中に養生した。

(3) 試験項目

i) まだ固まらないコンクリートのスランブと性状

ii) 圧縮強度：φ10×20 cmの円柱体、材令1日、7日、28日、供試体数は各材令3本(JISA1108)

表-2.3 早強セメントの品質

比重	粉末度		凝 結			強 さ (kg/cm ²)					
	フレン (cm ² /g)	88 μ 残 率	水 量 %	始 発 (h-m)	終 結 (h-m)	曲 げ 強 さ			圧 縮 強 さ		
						1 日	7 日	28 日	1 日	7 日	28 日
3.13	4,310	0.7%	30.1	2-04	3-02	35.9	68.3	86.9	126	350	471

化 学 成 分 %									F. CaO %	諸 係 数		
igloss	insol	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	total		SM	IM	HM
0.9	0.1	20.7	4.9	2.9	66.5	1.0	2.7	99.9	1.5	2.7	1.7	2.27

表-2.4 使用骨材の物理的性質

	各フルイ通過百分率%										粗粒率 F.M.	比重	吸水量 %	単位容 積重量 (kg/m³)
	25	20	15	10	5	2.5	1.2	0.6	0.3	0.15				
富士川砂利 Amax20mm		100	83.8	33.0	0						6.67	2.66	0.97	1671
富士川砂利 Amax10mm				100	0						6.00			1614
鬼怒川碎石 Amax20mm		100	78.3	34.99	0						6.65	2.61	1.11	1525
鬼怒川碎石 Amax10mm				100	0						6.00			1465
富士川砂 Amax					100	92.7	71.4	42.9	11.4	1.5	2.80	2.65	1.65	1718

iii) 引張強度 : $\phi 10 \times 20 \text{ cm}$ の円柱体、材令 7 日と 28 日、供試体数は各材令 3 本 (JIS A 1113)

iv) 静弾性係数とポアソン比 : G.L. = 67 mm のペーパーストレインゲージによる。破壊荷重の 1/3 点で求めた。

v) 曲げ強度 : $10 \times 10 \times 40 \text{ cm}$ の直方体、材令 7 日と 28 日、供試体数は各材令 3 本、スパン 30 cm の 3 等分点 2 点載荷 (JIS A 1106)

(4) コンクリートの配合

試験するコンクリート配合の種類は次のとおりである。

セメント : 早強セメント	1 種
セメント量 : 500 Kg/m^3 、 700 Kg/m^3 、 900 Kg/m^3	3 種
骨材 : 碎石と川砂、川砂利と川砂	2 種
骨材最大寸法 : 20 mm と 10 mm	2 種
細骨材率 : 40%、30%、20%、10%	4 種
混和剤 : 高性能減水剤、ブレーン	2 種

以上の水準を適当に組合せた 40 配合について試験を行なった。

2.2.3 試験結果

表-2.5 に 40 種類の配合と実測スランプ、圧縮強度、引張強度等の結果を一覧表にして示す。また、40 配合の圧縮強度の結果を図-2.6 に示す。

配合 1~8 は川砂利コンクリート混和剤入り、粗骨材最大寸法 20 mm および 10 mm、9~24 までは碎石コンクリートの混和剤入り、25~32 および 37~40 はブレーンコンクリートで混和剤を用いずに単位水量を一定とした場合、砂率によるスランプ変化および川砂利と碎石によるスランプの変化をみるためにおこなったものである。

配合 33~36 は単位セメント量を 900 Kg 用いたコンクリートの圧縮強度を単位セメント量 700 Kg を用いたコンクリートの圧縮強度と比較するためのものである。

2.2.4 考察

(1) まだ固まらないコンクリートの性状

図-2.7 に示した砂率とスランプの関係によると砂率が小さいほどスランプは小さくなる。特にセメント量 500 Kg/m^3 の場合、砂率を 20% 以下にすると粗骨材が積み重なった感じで、あらあらしくなり材料が分離しがちであ

表 ー 2.5 コンクリートの配合と諸物性

配 合 番 号	粗 骨 材 の 寸 法 種 類	セメントの含有量 kg/m ³ - マイテイ	砂 率 s/a (%)	水セメント比 w/c (%)	実 測 ス ラ ン プ (cm)	圧 縮 強 度 (Kg/cm ²)			ヤ ン グ 係 数 E _y (10 ⁵ Kg/cm ²)	ポ ア ソ ン 比 μ	引張強度 (Kg/cm ²)		曲げ強度 (Kg/cm ²)	
						1 d	7 d	28 d			7 d	28 d	7 d	28 d
1	川 砂 利 -20 mm	500 kg/m ³ - マイテイ	40	29.6	8.5	427	723	855	4.11	0.19	50	61	—	—
2			30	29.4	5.0	453	768	870	4.21	0.20	57	65	83	94
3			20	28.6	8.5	410	721	763	3.97	0.19	55	59	—	—
4			10	32.6	0.5*	390	690	676	3.81	0.26	51	56	—	—
5	川 砂 利 -10 mm	700 kg/m ³ - マイテイ	40	25.7	16.9	500	836	938	4.07	0.24	63	71	—	—
6			30	25.0	11.0	514	848	967	4.05	0.23	64	64	110	110
7			20	25.0	7.8	595	862	925	4.04	0.21	60	64	—	—
8			10	25.0	7.4	607	821	962	4.30	0.23	55	64	—	—
9	砕 石 -20 mm	500 kg/m ³ - マイテイ	40	31.0	13.0	438	833	944	3.86	0.20	61	61	—	—
10			30	31.0	8.1	464	854	929	4.03	0.20	58	58	71	88
11			20	31.0	1.5	423	822	889	—	—	54	60	—	—
12			10	32.2	10.3*	401	655	823	3.79	0.18	49	57	—	—
13	砕 石 -20 mm	700 kg/m ³ - マイテイ	40	26.4	15.2	590	899	1,076	3.99	0.22	61	61	—	—
14			30	"	9.5	615	891	1,052	3.93	0.22	60	60	89	107
15			20	"	12.7	561	887	1,015	3.85	0.22	61	63	—	—
16			10	"	6.6	578	889	1,005	3.93	0.22	52	49	76	98

(表-2.5の続き)

17	砕石 -10mm	500 kg/m ³ - マイテイ	40	32.0	5.3	432	848	1,001	3.90	0.18	58	60	—	—
18			30	"	17.1	380	802	973	3.87	0.20	49	60	79	91
19			20	"	0.3*	396	787	972	4.03	0.22	51	59	—	—
20			10	"	21.3*	282	561	716	3.85	0.21	41	45	—	—
21	砕石 -10mm	700 kg/m ³ - マイテイ	40	26.4	10.7	585	959	1,046	3.95	0.22	62	70	—	—
22			30	"	7.5	596	932	1,009	3.92	0.21	55	64	98	115
23			20	"	6.8	592	923	1,063	3.95	0.21	57	63	—	—
24			10	"	3.5	595	926	1,045	3.90	0.23	57	60	—	—
25	砕石 -20mm	700 kg/m ³ - プレーン	40	34.3	8.9	320	636	769	3.40	0.21	40	49	—	—
26			30	"	9.5	266	643	767	3.40	0.22	40	49	—	—
27			20	"	10.0	284	632	730	3.39	0.25	38	42	—	—
28			10	"	9.5	264	614	705	3.24	0.21	43	40	—	—
29	川砂利 20mm	700 kg/m ³ - プレーン	40	34.3	13.4	278	515	595	3.24	0.18	36	43	—	—
30			30	"	15.3	269	520	558	3.24	0.19	37	45	—	—
31			20	"	14.9	262	502	562	3.13	0.16	34	42	—	—
32			10	"	14.3	254	498	539	3.47	0.21	33	36	—	—
33	砕石 20mm	900 kg/m ³ - マイテイ	30	24.2	6.8	726	936	980	3.78	0.22	56	62	—	—
34			10	"	7.0	686	911	1,004	3.75	0.22	49	57	—	—
35	砕石 10mm		30	"	8.7	705	918	1,038	3.78	0.23	51	61	—	—
36			10	"	8.0	740	932	1,018	3.89	0.22	52	56	—	—
37	砕石 -20mm	500 kg/m ³ - プレーン	40	40.0	7.6	282	589	693	—	—	40	46	—	—
38			30	"	8.0	272	560	681	—	—	40	39	—	—
39			20	"	5.0	246	524	640	—	—	35	41	—	—
40			10	"	0*	208	460	546	—	—	30	37	—	—

*印はコンクリートが材料分離したことを示す。

図-2.6 コンクリートの圧縮強度

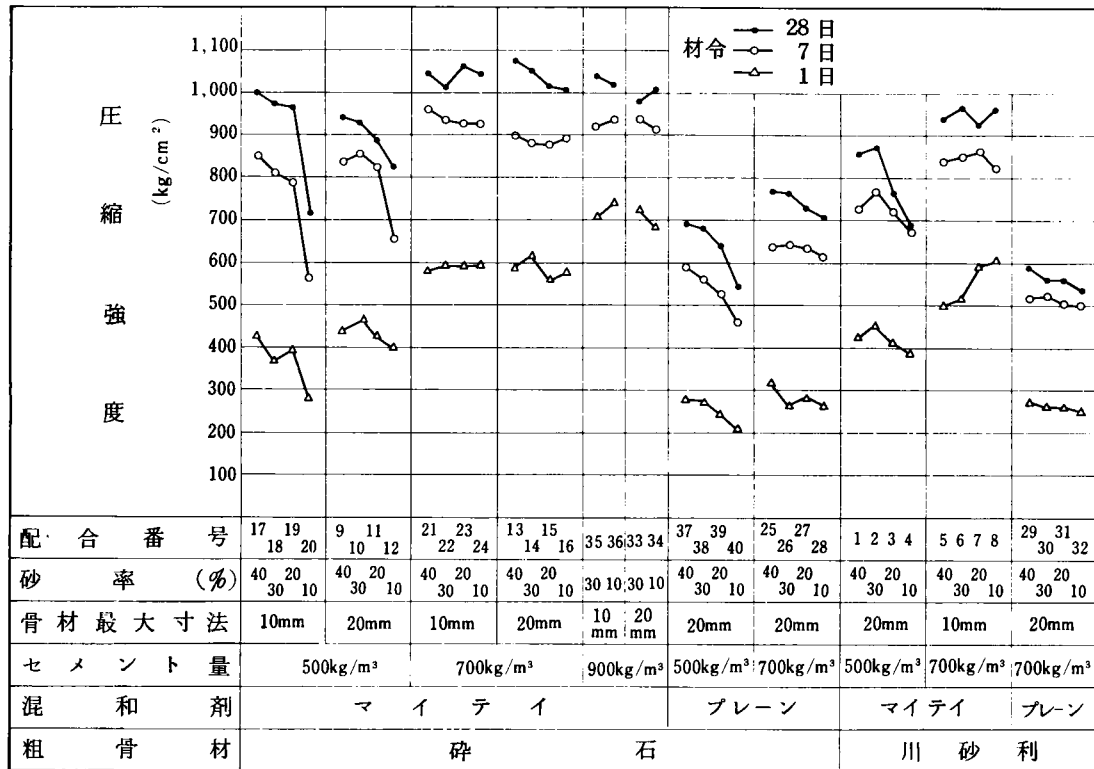
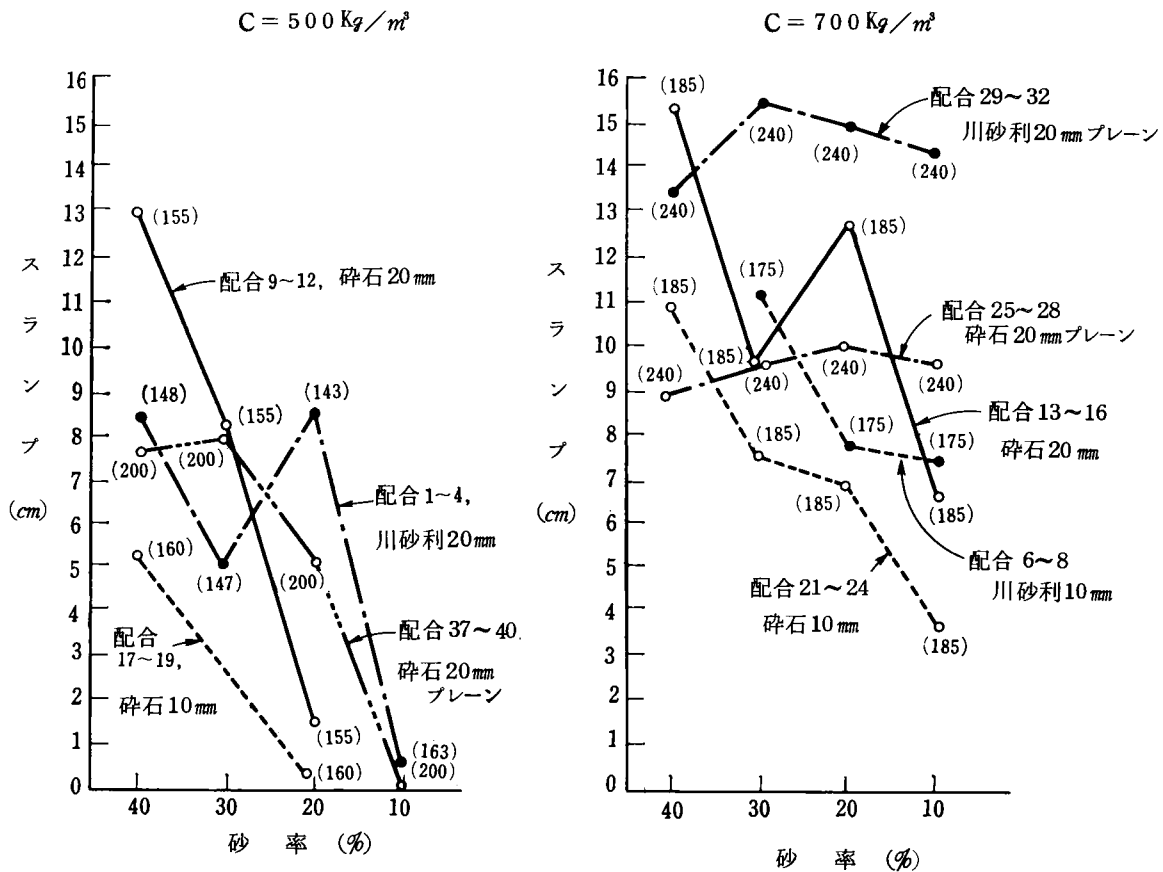


図-2.7 コンクリートの砂率とスランプの関係



る。セメント量を $700\text{ Kg}/\text{m}^3$ にすると砂率の大小にかかわらず材料分離の傾向は少なくなり砂率 10% でも成形可能なワーカビリティを持っている。

ブレンコンクリートでセメント量 $700\text{ Kg}/\text{m}^3$ を用いた配合では砂率 $40\sim 10\%$ の範囲ではスランブの差異は認められなかった。しかし、 $500\text{ Kg}/\text{m}^3$ セメントを用いたコンクリートでは砂率 20% でスランブがやや低下し、砂率 10% ではスランブ 0 cm であった。

一定のスランブにする場合、碎石を用いたコンクリートは川砂利を用いたコンクリートより多くの水を必要とすること、また骨材最大寸法が小さくなれば、より多くの水量を必要とすることは従来より知られているが、今回の試験でも明確にあらわれている。

(2) コンクリートの圧縮強度

i) 砂率の影響

図-2.8に骨材最大寸法 20 mm の碎石コンクリートの砂率と強度の関係を、図-2.9に川砂利コンクリートの砂率と強度の関係を示した。

これらの図によるとセメント量 $500\text{ Kg}/\text{m}^3$ の場合、砂率が 20% 以下であると強度が減少する。これは、コンクリートがあらあらしく成形性が悪いためと、骨材間を充填するだけのモルタル量が不足しているためと思われる。

セメント量が $700\text{ Kg}/\text{m}^3$ になると砂率が 20% 以下でも砂率 30% の強度とほとんど差がみられない。これは砂率 10% でもセメントペーストが多量のため成形性が悪くないことが原因かと思われる。

砂率を極端に小さくすることにより単位水量を減少し高強度コンクリートを得ることを期待したが、まだ固まらないコンクリートの成形性および圧縮強度から判断して、 30% 程度の砂率が適当である。

ii) 骨材最大寸法の影響

図-2.10は、砂率 30% の碎石コンクリートの場合で、骨材最大寸法 20 mm コンクリートと 10 mm コンクリートの強度を比較したものである。この図によるとセメント量 $500\text{ Kg}/\text{m}^3$ の場合も、 $700\text{ Kg}/\text{m}^3$ の場合も、 10 mm と 20 mm コンクリートでは強度の差がほとんどみられない。

iii) 川砂利と碎石の比較

図-2.11によると28日圧縮強度でセメント量 $500\text{ Kg}/\text{m}^3$ の場合 $89\text{ Kg}/\text{cm}^2$ 、セメント量 $700\text{ Kg}/\text{m}^3$ の場合 $108\text{ Kg}/\text{cm}^2$ いずれも碎石コンクリートの方が川砂利コンクリートより大きい値を示した。

セメント量 $500\text{ Kg}/\text{m}^3$ の碎石コンクリートとセメント量 $700\text{ Kg}/\text{m}^3$ の川砂利コンクリートがほぼ同じ強度発現を示している。しかし川砂利コンクリートでも骨材最大寸法が 10 mm でセメント量を $700\text{ Kg}/\text{m}^3$ 用いた場合(配合番号5~8)は $950\text{ Kg}/\text{cm}^2$ 程度が得られる。

iv) セメント量と強度

図-2.12に示したセメント量と圧縮強度の関係によると材令1日ではセメント量が大きいほど強度の伸びが大きい、材令7日、28日になるとセメント量 $700\text{ Kg}/\text{m}^3$ でほとんど頭打ちになる。材令1日の圧縮強度は碎石コンクリートの場合、セメント量 $500\text{ Kg}/\text{m}^3$ で $400\text{ Kg}/\text{cm}^2$ 程度、 $700\text{ Kg}/\text{m}^3$ で $600\text{ Kg}/\text{cm}^2$ 程度、 $900\text{ Kg}/\text{m}^3$ で $700\text{ Kg}/\text{cm}^2$ 程度である。

セメント量 $500\text{ Kg}/\text{m}^3$ から $700\text{ Kg}/\text{m}^3$ への強度の増加率は材令1日で $35\sim 57\%$ 、材令7日で $4\sim 16\%$ 、材令28日で $4\sim 14\%$ 増加している。

v) 骨材セメント比と強度

図-2.13に碎石コンクリートの骨材セメント比(A/C)と28日圧縮強度(σ_{28})の関係を示す。この図によると $A/C=2.0$ 程度が強度の上からみて最適のようである。

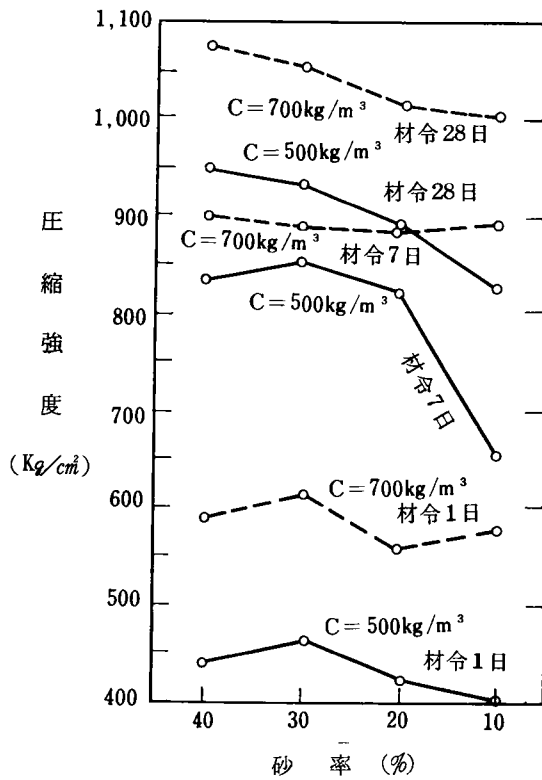


図-2.8 砕石20mmコンクリートの砂率と強度

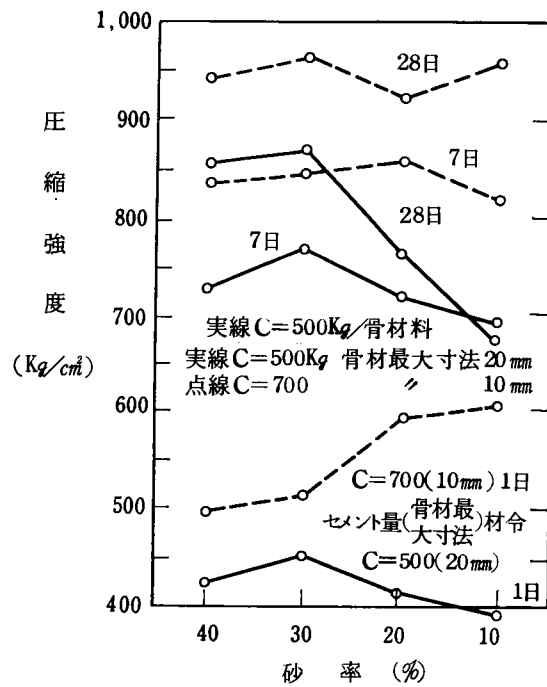


図-2.9 川砂利コンクリートの砂率と強度

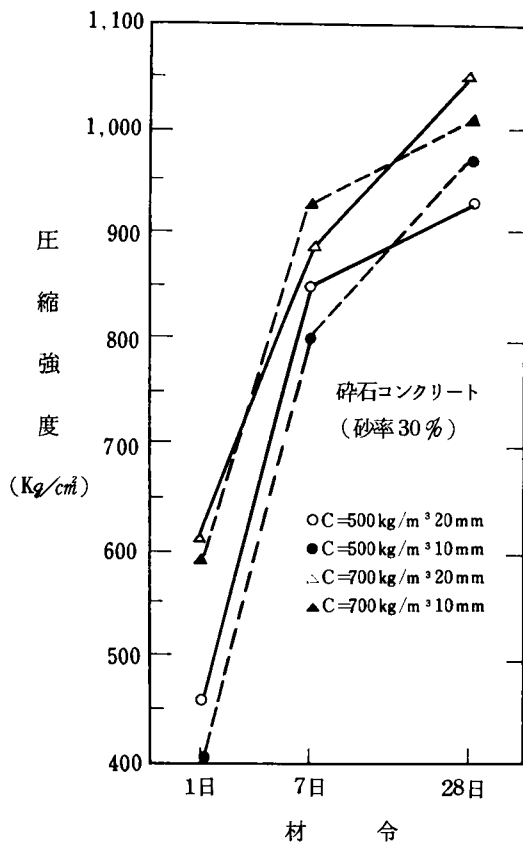


図-2.10 材令と強度
骨材最大寸法の影響

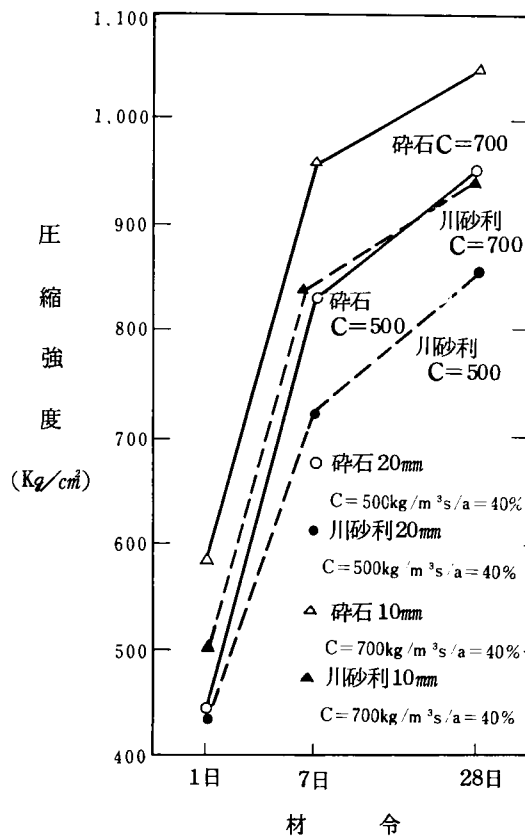


図-2.11 川砂利コンクリートと砕石コンクリートの強度

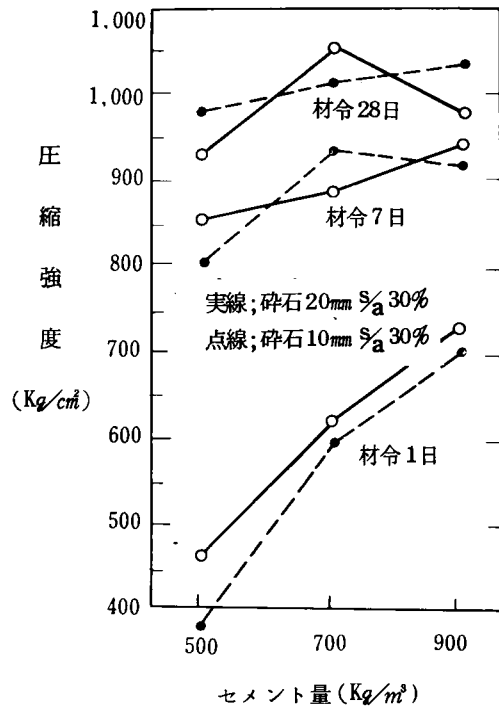


図-2.12 セメント量と強度

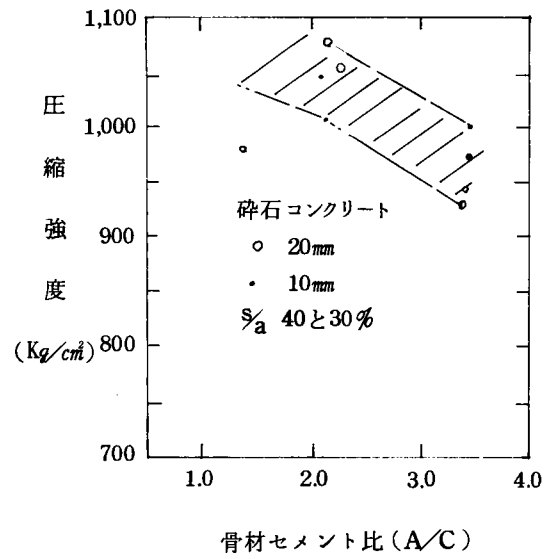


図-2.13 骨材セメント比と28日強度

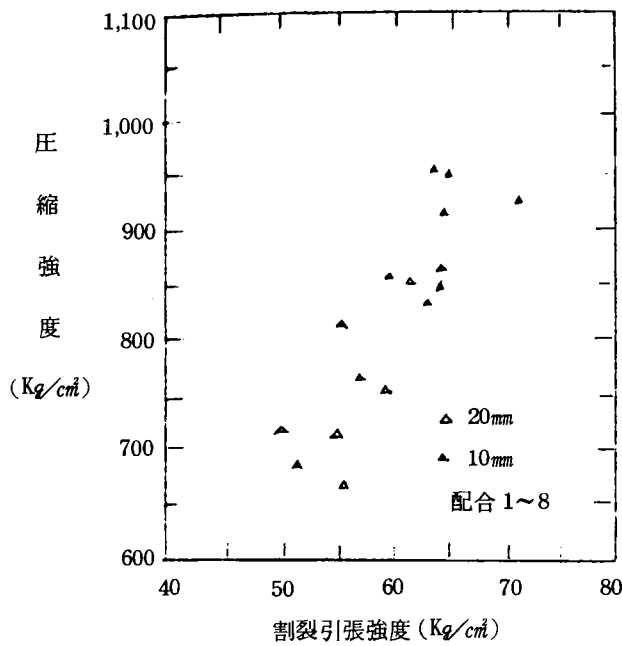


図-2.14 川砂利コンクリートの圧縮強度と割裂引張強度

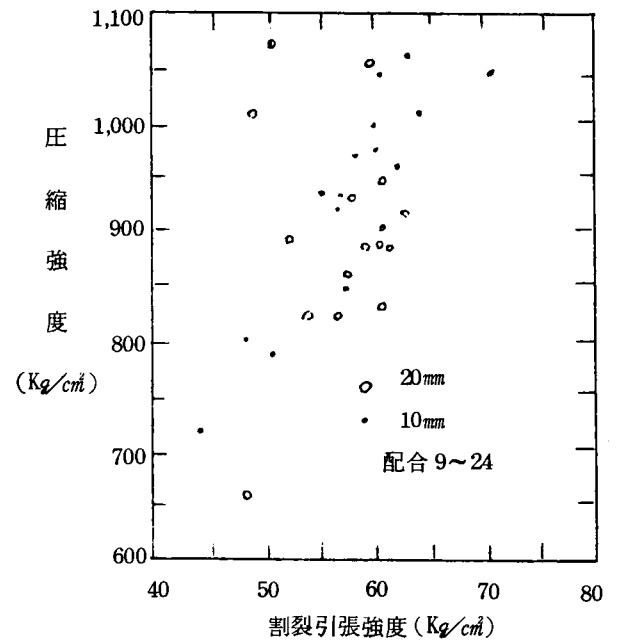


図-2.15 砕石コンクリートの圧縮強度と割裂引張強度

(3) コンクリートの引張強度と曲げ強度

図-2.14および図-2.15に示されるように割裂法による引張強度は圧縮強度の増加と共に大きくなり、圧縮強度 $700\text{Kg}/\text{cm}^2$ で $50\text{Kg}/\text{cm}^2$ 程度、 $900\text{Kg}/\text{cm}^2$ で $65\text{Kg}/\text{cm}^2$ 程度である。しかし圧縮強度が $900\text{Kg}/\text{cm}^2$ 以上になっても引張強度は増大せず $65\text{Kg}/\text{cm}^2$ 程度で頭打ちとなる。

圧縮強度 $800\sim 1,000\text{Kg}/\text{cm}^2$ のコンクリートの曲げ強度は概ね圧縮強度の $1/10$ である。

(4) コンクリートの静弾性係数とポアソン比

圧縮強度 $800\sim 1,100\text{Kg}/\text{cm}^2$ のコンクリートの静弾性係数は $3.75\sim 4.25\times 10^5\text{Kg}/\text{cm}^2$ である。またポアソン比は $0.19\sim 0.23$ の範囲にある。

2.3 セメントの品種がコンクリートの強度に及ぼす影響

2.3.1 試験の目的

早強セメントは高強度コンクリートを得るには適しているが、セメントを多量に使用するので、コンクリート構造物を施工した場合セメントの水和熱による温度応力のひびわれが心配になる。そこでセメントの品種を早強セメント、普通セメント、中庸熱セメントおよびフライアッシュセメントB種の4種類用い、これらコンクリートの強度発現状況を試験した。

2.3.2 使用材料

セメント：早強、普通、中庸熱およびフライアッシュB種 …… 表-2.6

骨材：粗骨材は最大寸法 20mm の鬼怒川玉砕、細骨材は富士川々砂 …… 表-2.4

混和材：マイテイ150

表-2.6 セメントの物理的性質

セメント	比重	粉末度		凝 結			強 さ (kg/cm^2)					
		ブレン (cm^3/g)	88 μ 残 (%)	水量 (%)	始 発 (h-m)	終 結 (h-m)	曲 げ 強 さ			圧 縮 強 さ		
							3日	7日	28日	3日	7日	28日
早 強	3.13	4,400	0.4	30.1	2-02	2-53	50.8	65.5	34.8	226	345	475
普 通	3.17	3,310	1.2	25.8	1-44	2-24	33.1	47.8	72.9	135	223	415
フライアッシュB	2.97	3,120	1.9	27.8	3-13	4-27	27.4	41.3	61.0	100	183	378
中 庸 熱	3.20	3,190	1.4				28.0	40.2	60.9	111	170	348

2.3.3 試験方法

コンクリートは各セメントともセメント量 $500\text{Kg}/\text{m}^3$ ($W/C=31.0\%$)と $700\text{Kg}/\text{m}^3$ ($W/C=26.4\%$)の2種類について実験した。

圧縮強度試験は各コンクリートとも1バッチ35ℓほど練り、 $\phi 10\times 20\text{cm}$ 供試体を18本成形した。コンクリートの養生方法は、標準養生(材令1日、7日、28日)、7日水中以後材令28日まで 20°C の室内放置および成形後所定材令(7日と28日)まで型わくに入れ放しにして 20°C の室内に放置した3種類の養生方法を行なった。

圧縮強度試験を行なうとき静弾性係数および終極ひずみを測定した。また標準養生28日材令のコンクリートについてはポアソン比を測定した。

2.3.4 試験結果と考察

試験したコンクリートの配合 8 種類とそれらコンクリートの圧縮強度等の結果を表 2.7 に一覧する。

図 2.1 6 にセメントの種類がコンクリートの圧縮強度に及ぼす影響をまた、図 2.1 7 に養生方法の違いがコンクリートの圧縮強度に及ぼす影響を示す。

- (1) 図 2.1 6 によるとセメント量 500 Kg/m^3 でコンクリートの圧縮強度が材令 28 日で 800 Kg/cm^2 以上になるのは早強セメントのみで他のセメントを用いたコンクリートの圧縮強度より $100 \sim 200 \text{ Kg/cm}^2$ 大きい。また普通、フライアッシュ B 種、中庸熱セメントを用いたコンクリートの強度発現状況には大きな違いがみられない。
- (2) セメント量が 700 Kg/m^3 になるとセメントの種類のいかにかわらず材令 28 日で 900 Kg/cm^2 前後の圧縮強度を有するコンクリートが得られる。
- (3) 図 2.1 7 によると、水中養生 7 日以後空中 21 日養生のコンクリートの圧縮強度がもっとも高く、次いで標準水中養生、28 日間型枠入れ放しの順である。しかし型枠入れ放しコンクリートでも標準養生したコンクリートの強度より若干低めぐらいで、むしろ逆に大きくなっているものさえある。

図 2.1 6 セメントの種類とコンクリート強度

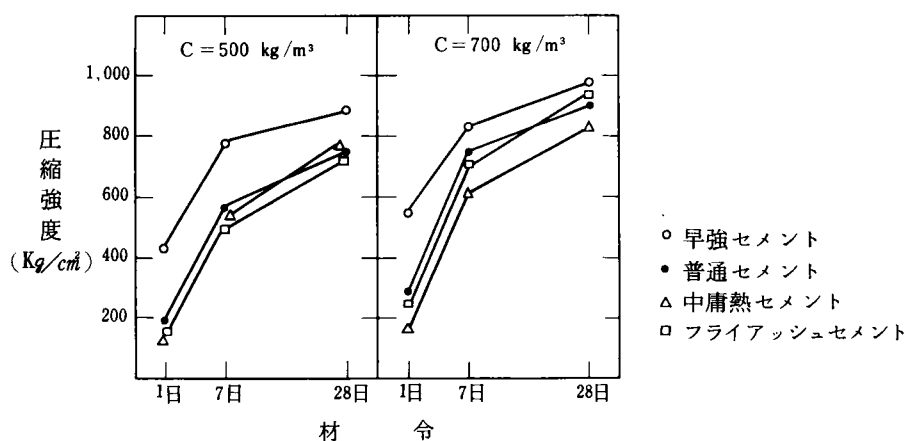


図 2.1 7 コンクリートの圧縮強度に及ぼす養生方法の影響

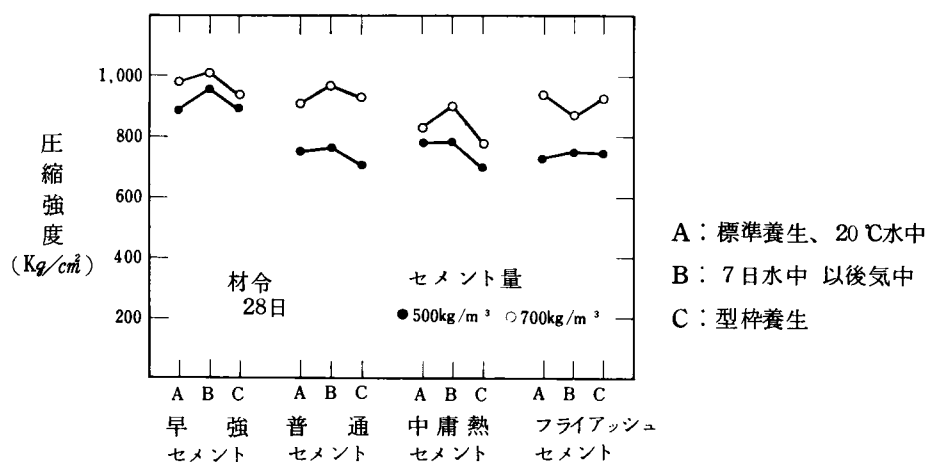


表-2.7 セメントの種類とコンクリートの諸特性

配 合		物 性	標 準 養 生			7日水中 以後気中	型 枠 養 生	
			1 d	7 d	28 d		28 d	7 d
早強 セメント	C = 500 kg/m ³	σ kg/cm ²	437	775	888	958	780	901
	W/C = 31.0%	E 10 ⁵ kg/cm ²	2.76	3.62	3.92	3.90	3.54	3.95
	s/a = 30%	δ max 10 ⁻⁶	2,910	2,580	2,510	2,910	2,800	2,850
	スランブ15 cm	μ	—	—	0.19	—	—	—
	C = 700 kg/m ³	σ kg/cm ²	553	828	981	1,008	846	940
	W/C = 26.4%	E 10 ⁵ kg/cm ²	2.79	3.45	3.81	3.66	3.65	3.70
	s/a = 30%	δ max 10 ⁻⁶	3,500	2,720	2,990	3,350	2,870	2,860
	スランブ22 cm	μ	—	—	0.22	—	—	—
普通 セメント	C = 500 kg/m ³	σ kg/cm ²	197	564	743	758	559	708
	W/C = 31.0%	E 10 ⁵ kg/cm ²	2.25	3.47	3.94	3.75	3.18	3.57
	s/a = 30%	δ max 10 ⁻⁶	2,430	2,880	2,410	2,810	2,680	2,820
	スランブ22 cm	μ	—	—	0.21	—	—	—
	C = 700 kg/m ³	σ kg/cm ²	289	755	911	969	747	927
	W/C = 26.4%	E 10 ⁵ kg/cm ²	2.48	3.75	3.84	3.93	3.59	3.72
	s/a = 30%	δ max 10 ⁻⁶	2,840	2,660	2,630	3,120	2,290	3,220
	スランブ23 cm	μ	—	—	0.19	—	—	—
中庸熱 セメント	C = 500 kg/m ³	σ kg/cm ²	133	545	786	784	509	702
	W/C = 31.0%	E 10 ⁵ kg/cm ²	1.79	3.21	3.74	3.59	3.18	3.54
	s/a = 30%	δ max 10 ⁻⁶	3,060	2,280	2,770	2,780	2,760	2,480
	スランブ15 cm	μ	—	—	0.22	—	—	—
	C = 700 kg/m ³	σ kg/cm ²	166	613	833	905	589	780
	W/C = 26.4%	E 10 ⁵ kg/cm ²	1.89	3.16	3.68	3.61	3.08	3.59
	s/a = 30%	δ max 10 ⁻⁶	3,390	2,850	2,680	3,290	2,570	2,440
	スランブ21 cm	μ	—	—	0.20	—	—	—
B種 フライ アッシュ	C = 500 kg/m ³	σ kg/cm ²	150	503	730	754	488	746
	W/C = 31.0%	E 10 ⁵ kg/cm ²	2.22	3.41	3.80	3.79	3.24	3.93
	s/a = 30%	δ max 10 ⁻⁶	2,700	2,460	2,260	2,800	2,560	2,500
	スランブ20 cm	μ	—	—	0.18	—	—	—
	C = 700 kg/m ³	σ kg/cm ²	245	705	939	869	723	927
	W/C = 26.4%	E 10 ⁵ kg/cm ²	2.25	3.39	3.70	3.61	3.26	3.61
	s/a = 30%	δ max 10 ⁻⁶	2,420	2,650	2,620	3,200	2,420	2,700
	スランブ12 cm	μ	—	—	0.20	—	—	—

σ : 圧縮強度 E : 弾性係数 δ : 終極圧縮ひずみ μ : ポアソン比

(4) 圧縮強度 800 ~ 1,000 Kg/cm² のコンクリートの静弾性係数は 3.5 ~ 4.0 × 10⁵ Kg/cm² である。同一圧縮強度ではセメント量 500 Kg/m³ の方がセメント量 700 Kg/m³ のコンクリートの静弾性係数より若干大きい。

(5) 圧縮強度 800 ~ 1,000 Kg/cm² のコンクリートのポアソン比は 0.17 ~ 0.24 であり、概ね 0.20 である。

(6) コンクリートの圧縮終極ひずみは、強度、材令等にはほとんど関係なく、2,500 ~ 3,000 × 10⁻⁶ であった。

2.4 粗骨材の性質がコンクリートの強度に及ぼす影響

2.4.1 試験の目的

コンクリートの強度を高めようとすればするほど骨材がコンクリートの性質に与える影響は大きい。そこで碎石 5 種類、川砂利 1 種類、セメント用クリンカ 1 種類の粗骨材について各種骨材試験およびそれらを用いたコンクリートの圧

縮強度、曲げ強度ならびに静弾性係数の測定を行なった。

2.4.2 使用材料

試験に用いた粗骨材の特徴および偏光顕微鏡観察結果は次のとおりである。

- (1) 富士川砂利 : 長石、石英からなる砂岩で細粒の結晶質。粒形は丸味。
- (2) 八王子碎石 : 長砂岩の堅く固結したもので富士川砂利とほぼ同質。
- (3) 鬼怒川玉砕 : 砂岩、安山岩、凝灰岩等多くの岩質の玉石碎石
- (4) 藤原石灰石 : 方解石からなる石灰岩で微結晶と粗大結晶がこん然している。
- (5) 鳥羽碎石 : 蛇紋石、かんらん石、磁鉄鉱からなる蛇紋岩、脈目多い。
- (6) 岩瀬碎石 : 砂岩で一部ホルンフェルス化
- (7) 大船渡クリンカー : 普通ポルトランドセメント用クリンカーでSP窯で焼成したもの。

その他、細骨材は富士川の川砂(表-2.4)、セメントは早強セメント(表-2.3)、混和剤はマイテイ150を用いた。

2.4.3 試験方法

(1) 骨材試験

表乾比重および吸水量 : JIS A 1110

単位容積重量および実積率 : JIS A 1104の棒突き法、20mm~10mm 70%、10mm~5mm 30%

破 碎 値 : BS規格の40ton 破碎値、10~15mm骨材の2.5mmふるい通過百分率

スリヘリ減量 : JIS A 1121ロサンゼルス試験機による方法

原石の圧縮強度 : 原石から $\phi 2.3 \times 4.6$ cmのコア-供試体採取

(2) コンクリートの試験

7種類の粗骨材を用いたコンクリート単位容積重量、圧縮強度($\phi 10 \times 20$ cm)、割裂による引張強度($\phi 10 \times 20$ cm)、曲げ強度($10 \times 10 \times 40$ cm)と圧縮応力下の静弾性係数、ポアソン比と終極ひずみを測定した。

コンクリートの配合は粗骨材が7種類異なる以外はすべて一定で、セメント量 $500 \text{ Kg}/\text{m}^3$ 、水セメント比31%、砂率30%である。そのときのコンクリートのスランプは16~22cmであった。

2.4.4 試験結果と考察

7種類の粗骨材の物理的性質を表-2.8に、またこれら粗骨材を用いたコンクリートの20℃成形、20℃水中養生における強度特性を表-2.9に示す。

以上の実験結果から次のことが推察できる。

- (1) コンクリートの材令28日における圧縮強度は富士川の川砂利を除いては実積率が58.2~60.5%とほぼ同一であるにもかかわらず鳥羽碎石の $72.2 \text{ Kg}/\text{cm}^3$ から岩瀬碎石の $1,001 \text{ Kg}/\text{cm}^3$ まで粗骨材の種類によって200~300 Kg/cm^2 の強度差を示した。
- (2) 高強度コンクリートに適する粗骨材の物理的性質は原石の強度が安定して大きいものほど図-2.18にみられるように優れ、比重は2.6~2.7程度は必要である。また破碎値、すりへり減量は10%程度より小さいものの方が良いと思われるが、クリンカーや石灰石のように20%程度でもかなりの高強度を示す。
- (3) 富士川の川砂利を用いたコンクリートの圧縮強度は、その岩質および原石の強度が八王子碎石とほぼ同一であるにもかかわらず150 Kg/cm^2 程度八王子碎石を用いたコンクリートより小さい。これは粒形からくるもので川砂利の場合、碎石と異なりモルタルマトリックスと粗骨材あるいは粗骨材相互のからみ合いが小さい為であろう。
- (4) コンクリートの曲げ強度および静弾性係数をみると、原石の強度、弾性係数あるいは粗骨材の破碎値が他の

表 - 2. 8 粗骨材の物理的性質

試験名 粗骨材 種 別	表 乾 比 重	吸 水 量 (%)	単 位 容 積 質 量 (Kg/m ³)	実 積 率 (%)	破 碎 値 (%)	スリヘリ 減 量 (%)	原 石 の 圧 縮 強 度 (Kg/cm ²)	原 石 の 弾 性 係 数 (10 ⁵ Kg/cm ²)
1. 富 土 川 川 砂 利	2.66	1.97	1,671	63.4	9.9	12.1	2,640~3,230	9.92~11.63
2. 八 王 子 砕 石	2.64	1.23	1,550	59.4	8.7	9.9	2,180~3,618	7.16~ 8.31
3. 鬼 怒 川 砕 石	2.61	1.11	1,525	59.1	13.3	15.1	1,180~2,380	5.92~10.40
4. 藤 原 石 灰 石	2.70	0.43	1,628	60.5	21.7	21.1	830~1,210	5.78~ 6.62
5. 鳥 羽 砕 石	2.92	1.07	1,684	58.2	12.4	12.6	660~2,410	2.23~ 8.86
6. 岩 瀬 砕 石	2.64	0.69	1,583	60.0	9.4	12.2	3,670~4,264	5.74~ 7.02
7. 大船渡セメントクリンカー	2.69	5.43	1,530	60.0	20.6	31.6	—	—

表-2.9 粗骨材の種類とコンクリートの物理的性質

粗骨材 種別	物性 材令	圧縮強度 (Kg/cm ²)			曲げ強度 (Kg/cm ²)			引張強度 (Kg/cm ²)			静弾性係数 (10 ⁵ Kg/cm ²)			ポアソン 比	終極ひずみ (10 ⁻⁴)
		1d	7d	28d	1d	7d	28d	1d	7d	28d	1d	7d	28d		
1. 富士川川砂利		436	787	838	46	82	98	30	51	56	2.89	3.54	4.04	0.16	24.5~27.8
2. 八王子碎石		554	871	961	58	89	111	40	56	58	3.64	3.82	3.94	0.20	27.6~30.8
3. 鬼怒川碎石		532	831	892	52	81	97	38	56	58	2.99	3.56	3.92	0.19	25.2~29.7
4. 藤原石灰石		426	719	822	42	88	103	38	51	56	3.16	4.64	5.07	0.26	20.0~21.3
5. 鳥羽碎石		340	649	722	51	90	97	34	49	50	3.40	3.70	3.86	0.22	21.5~26.7
6. 岩瀬碎石		458	837	1,001	48	76	91	40	60	66	2.63	3.46	3.77	0.22	31.7~31.9
7. 大船渡セメントクリンカー		692	927	972	—	128	135	50	64	65	3.86	4.68	4.89	0.25	27.4~31.5

碎石より劣る石灰石コンクリート ($\sigma_b = 103 \text{ Kg/cm}^2$, $E = 5.07 \times 10^5 \text{ Kg/cm}^2$) あるいはクリンカーコンクリート ($\sigma_b = 135 \text{ Kg/cm}^2$, $E = 4.89 \times 10^5 \text{ Kg/cm}^2$) が大きな値を示す。これは両者骨材とセメントマトリックスとの化学的付着力が大きいためと思われる。

- (5) 鳥羽碎石は比重が2.92と大きいにもかかわらず、コンクリートが低強度なのは写真-2.1に見られるように蛇紋岩特有の脈目を多く内在する弱点を有する岩質によるもので原石の強度が載荷方向によっては 660 Kg/cm^2 と小さな値を示す。
- (6) 高強度コンクリートに適する粗骨材としては岩瀬碎石や八王子碎石(写真-2.2)にみられるように原石の強度や弾性係数が安定して大きく、組織が緻密な砂岩系統の碎石である。また石灰岩(写真-2.3)およびセメントクリンカーも高強度コンクリートにとって興味ある骨材である。

図-2.18 粗骨材の強度とコンクリートの強度の関係

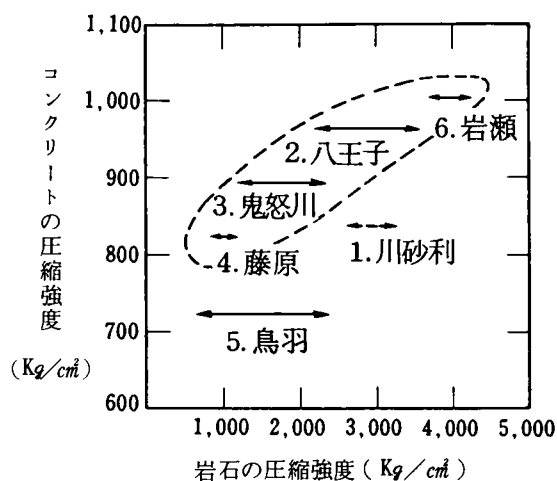


写真-2.1 鳥羽碎石の偏光顕微鏡写真
(40倍)

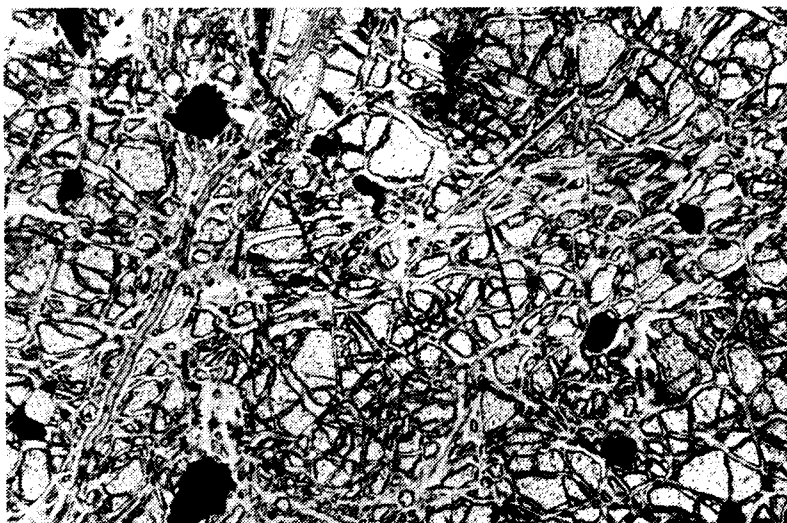


写真- 2.2 八王子碎石の偏光顕微鏡写真

(40 倍)

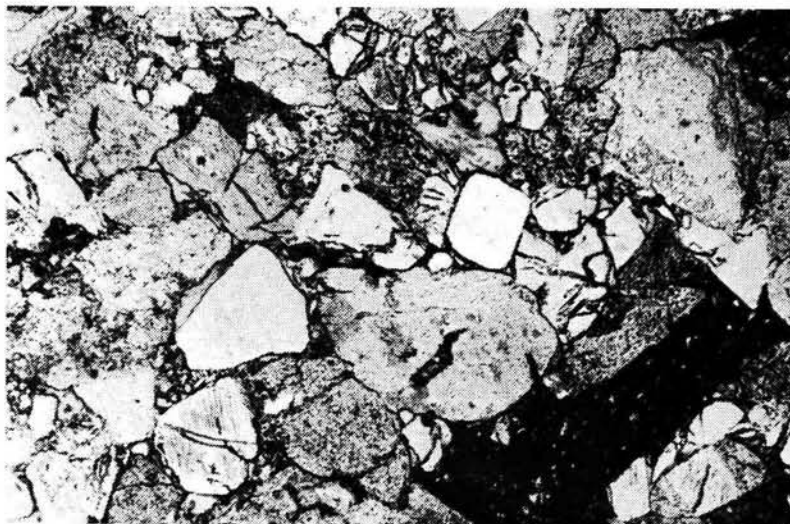
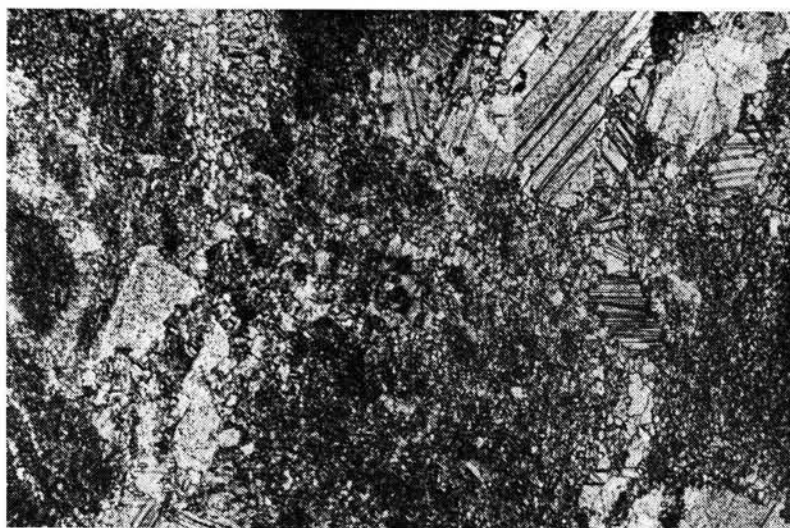


写真- 2.3 藤原石灰石の偏光顕微鏡写真

(40 倍)



2.5 高強度コンクリートの耐久性

2.5.1 耐凍結融解性

水セメント比を30、35、40、47%および57%に替えたコンクリートで減水剤マイテイ150を用いたもの種別(A)と減水剤を用いないプレーン(種別P)の表-2.10に示す都合9種類のコンクリートに関して14日間水中養生後、ASTM C-290、水中促進試験方法により、凍結融解試験を行なった。なおこれらコンクリートの空気量はどの配合も1.5%程度である。使用材料は早強セメント、鬼怒川玉砕、富士川々砂である。

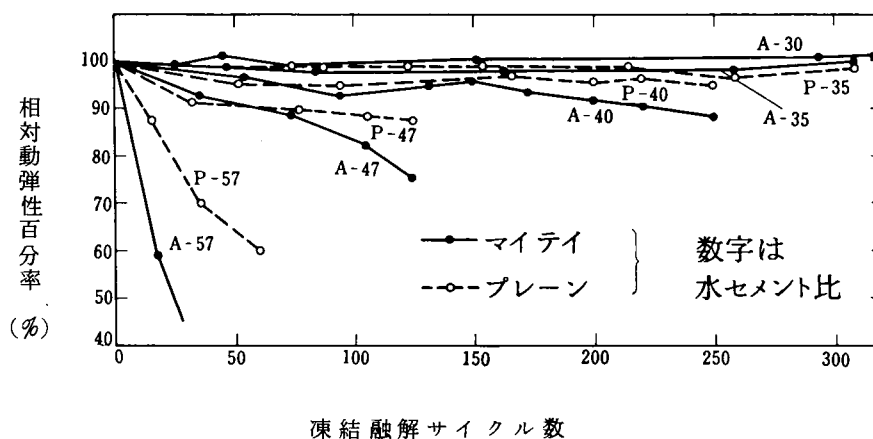
表-2.10 空気を連行しないコンクリートの凍結融解試験

記 号	水セメント比 (%)	砂 率 (vol. %)	セメント量 (kg/m ³)	水 量 (kg/m ³)	スランブ (cm)	圧 縮 強 度 (Kg/cm ²)		
						7 日	14 日	28 日
A-30	30.0	30.0	500	150	15	792	852	894
P-35	35.0	40.0	611	214	6	626	764	778
A-35	35.0	35.0	429	150	19	694	764	824
P-40	40.0	42.0	530	212	10	514	580	618
A-40	40.0	37.0	370	148	18	568	646	695
P-47	47.0	44.0	445	209	14	435	496	515
A-47	47.0	39.0	311	146	10	461	532	540
P-57	57.0	46.0	361	206	17	265	346	372
A-57	57.0	41.0	253	144	5	351	412	436

A: マイテイ P: プレーン

図-2.19に示した試験結果からわかるように圧縮強度800Kg/cm²以上で水セメント比35%以下の高強度コンクリートの場合、凍結融解に対する抵抗性はAE剤を用いないのに極めて大きい。これは高強度コンクリートの組織が密実であるため吸水量や含水量が小さい事と氷結にともなう膨張圧に対する抵抗力(引張強度)が大きいと思われる。水セメント比が40%で圧縮強度が650Kg/cm²程度のコンクリートでも250サイクルで動弾性係数の低下は10%以下である。水セメント比が47%で圧縮強度が500Kg/cm²程度のコンクリートになると凍結融解に対する抵抗性はかなり低下してくる。

図-2.19 空気を連行しないコンクリートの凍結融解試験



2.5.2 水 密 性

セメント量3種類、減水剤マイテイ150を用いたもの(種別A)と用いないプレーン(種別P)コンクリートの都合6種類の配合のコンクリートに関して透水試験を行なった。

表-2.1.1 高強度コンクリートの水密性

配合	混和剤の有無	セメント量 (kg/m³)	水量 (kg/m³)	水セメント比 (%)	砂率 (%)	スランブ (cm)	空気量 (%)	圧縮強度 (kg/cm²)		浸透深さ (cm)	拡散係数 cm²/sec 10⁻⁴
								7日	28日		
1	P	300	195	65.0	50.0	7.5	1.7	232	327	4.43	26.2
2	A	300	150	50.0	40.0	7.5	1.4	422	537	2.10	5.9
3	P	500	195	39.0	34.0	6.0	2.1	584	709	1.78	4.0
4	A	500	150	30.0	30.0	12.0	1.2	734	863	1.46	2.9
5	P	700	228	32.6	34.0	8.2	1.2	604	719	2.08	5.5
6	A	700	175	25.0	30.0	12.0	1.0	855	977	0.8	0.9

* 水の浸透深さ

** 拡散係数

P : プレーン

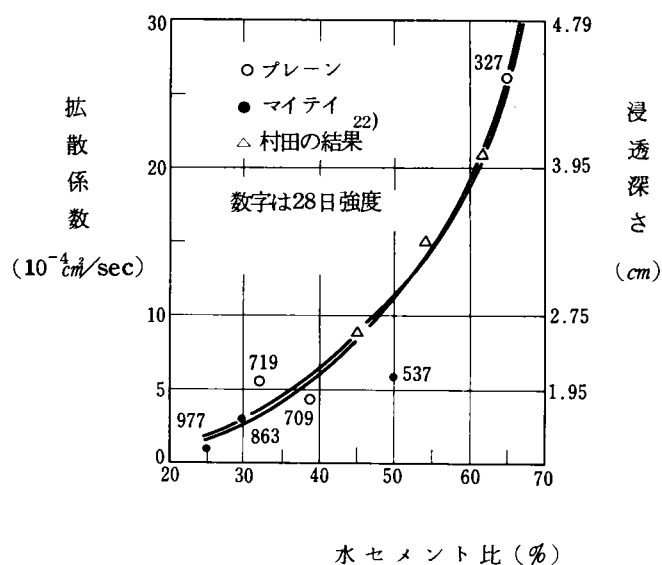
A : マイテイ

コンクリートの使用材料は早強ポルトランドセメント、鬼怒川玉砕、富士川川砂である。

試験は直径20cm、高さ20cmの大きさの円柱供試体を14日間水中養生し、その後R.H. ≒ 50%の室内で14日間乾燥した後20Kg/cm²の水圧を48時間加えてコンクリートの中への水の平均浸透深さを求める村田氏の方法²²⁾にしたがって行なった。これらの結果を表-2.1.1と図-2.2.0に示す。

高強度コンクリートの水密性は極めて高く、 $\beta_i^2 = \alpha \frac{Dm^2}{4t}$ から求めたコンクリートの拡散係数 β_i^2 は 5×10^{-4} cm²/sec より小さい値となった。今、水圧10Kg/cm²下における高強度コンクリート ($\beta_i^2 = 5 \times 10^{-4}$ cm²/sec) の10年後、20年後および50年後の平均浸透深さDmを計算してみると、それぞれ14cm、17cmおよび22cmとなる。

図-2.2.0 水セメント比とコンクリートの水密性



2.5.3 耐薬品性

表-2.12に示した2種類の配合に関して $10 \times 10 \times 40\text{ cm}$ の直方体の型わくにコンクリートを成形し、このコンクリートからカッターで $10 \times 10 \times 5\text{ cm}$ の供試体を作成し、薬液浸せきによる重量減少率を測定した。表-2.13は水中養生1週間後に 20°C の0.5%硫酸溶液($\text{PH} \approx 1.2$)に3週間浸せきしたが浸食が認められないので以後 60°C の液で試験した結果である。

浸せき材令12週までの結果から判断すると高強度コンクリートの耐酸抵抗は必ずしも優れていないが、12週間浸せき後の圧縮残存強度は 740 Kg/cm^2 であり、フェノールフタレーンの中性化反応の変色結果から判断すると侵食されるのは硫酸液と接するコンクリート表面だけであることがわかる。

表-2.14は水中養生4週間後 20°C の10%硫酸ナトリウム溶液に9週間浸せきした結果である。両配合とも若干重量増加を示したがまったく侵食されていない。このことは9週間浸せきした後のコンクリートの圧縮強度の結果からも裏付けられる。

表-2.12 薬液浸せき試験に用いたコンクリートの配合

コンクリート	項目 骨材最大寸法 (mm)	セメント量C (Kg/m^3)	水セメント比 W/C (%)	砂率 s/a (%)	減水剤 (Kg/m^3)	実測スランプ (cm)	実測空気量 (%)	圧縮強度 (Kg/cm^2)			
								$\phi 10 \times 20\text{ cm}$		巾 $5\text{ cm} \times$ 高 10 cm	
								7日	28日	7日	28日
高強度コンクリート	20	500	30.0	30.0	マイテイ 7.5	5.0	1.4	770	863	790	878
通常コンクリート	25	300	50.0	40.0	ポゾリス 0.75	6.0	2.8	349	443	338	473

高強度コンクリート : 早強セメント、鬼怒川碎石、富士川砂

通常コンクリート : 普通セメント、富士川砂利、富士川砂

表-2.13 0.5%硫酸溶液に浸せきしたコンクリートの重量減少百分率

コンクリート	1週	2週	3週	4週	5週	6週	7週	8週	10週	12週	12週浸せき後の圧縮強度
高強度	0	+0.06	-0.14	-0.19	-0.19	-0.38	-0.47	-0.55	-1.06	-1.36	740 Kg/cm^2
通常	0	0	-0.38	-0.46	-0.43	-0.60	-0.73	-0.76	-1.07	-1.31	374 Kg/cm^2

表-2.14 10%硫酸溶液に浸せきしたコンクリートの重量減少百分率

コンクリート	1週	2週	3週	4週	5週	7週	9週	9週浸せき後の圧縮強度
高強度	0	+0.04	+0.10	+0.06	+0.11	+0.17	+0.21	$1,078\text{ Kg/cm}^2$
通常	0	+0.09	+0.08	+0.12	+0.14	+0.04	+0.13	482 Kg/cm^2

2.5.4 耐衝撃性

表-2.15は $\phi 10 \times 20 \text{ cm}$ の円柱体のコンクリート供試体に1.5 mあるいは1.25 mの高さから40 Kgの重錘を落下させ破壊までの回数を試験した結果である。なおコンクリート供試体のクッション材として厚さ5 mmの樫材を用いた。

コンクリート供試体は水中28日間養生後乾燥器で乾燥させた。5個の供試体のデータはばらついているが、圧縮強度532 Kg/cm²の比較用コンクリートに対して高強度コンクリートの耐衝撃性は7倍以上である。

表 2.15 高強度コンクリートの耐衝撃性

早強 セメント (Kg/m ³)	水セメン ト比 (%)	圧縮強度(Kg/cm ²)		重錘 W (Kg)	落高 H (m)	破 壊 回 数					
		28日	試験時			1	2	3	4	5	平均
500	30.0	897	912	40	1.50	798	538	523	1080	627	654
300	51.7	486	532	40	1.25	282	37	100	94	87	94

平均は最大と最小の値を除いた3個のデータから求めた。

2.6 高強度コンクリートの微視的検討

2.6.1 試験の目的

セメントと水が接触すると急激な化学反応が起こる。新鮮ペーストでは、セメント粒子は羽毛構造をつくってお互いに接着する傾向を持っている。硬化セメントペーストはコロイド物質に相当する大きな比表面積を持つ多孔質の固形であって、セメントゲル、水酸化カルシウムなどの微結晶、未水とセメント粒子および毛細管空間などからなる。

セメントペースト中に存在する水は蒸気圧によって分類され、標準乾燥条件下で失なわれるものを蒸発性水分といい、物理的吸着や毛細管力により保持される付着水、ゲル水および毛細管水からなる。残りの水を非蒸発性水分といい、主として水和物と強固に結合した結合水である。

セメントが完全に水和したとすると、結合水はセメント重量の約25%、ゲル水は約15%で、完全水和に必要な水量は約40%である。

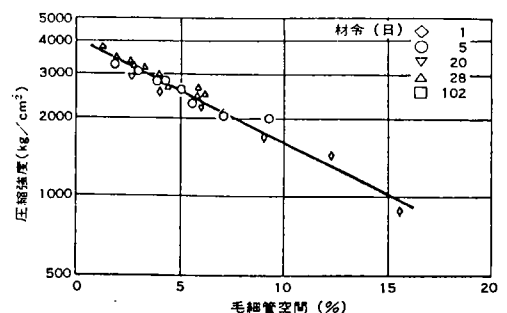
セメントが水と反応して硬化する能力はカルシウムシリケートのイオン配位の非対称性、水和物の原子、イオンの配位のみで生ずる強い化学的結合力、表面構造の不完全性に基ずく表面エネルギーなどによると考えられている。

セメントゲルの主成分はトモライトゲルでありその比表面積は200~300 m²/g程度の大きさなので、粒子間力によっても、セメントペーストではかなり大きな強度を発現できることは考えられることである。しかし終局的強度は、完全に水和したかどうかを示す水和率とそのポロシティーによって決まる。

毛細管空間と圧縮強度の関係の1例を図-2.21²³⁾に示す。この図から、セメントペーストの圧縮強度は4,000 Kg/cm²ぐらいまで可能であることがわかる。セメントコンクリートの圧縮強度を高めるには水セメント比を小さくし、かつポロシティーを小さくすればするほど良いことがわかるが、そのためには大きな圧力で圧密しなければならない。

本論文の骨子である特別な成形手段を用いずに高強度コンクリートを得る場合の水セメント比は高性能減水剤を用いて30%程度である。そこで、水セメント比30%のペースト

図-2.21 毛細管空間とセメントペーストの圧縮強度



のポロシチーあるいは結合水がどの程度の値なのか、またこれら特性値と圧縮強度の関係について検討するとともに電子顕微鏡による観察も行った。

2.6.2 セメント硬化体の細孔径分布の測定

(1) 試験方法

表－2.1 6に示した早強セメントを用いたプレーンペースト ($W/C=30\%$) と混和剤マイティ150入りペースト ($W/C=29.4\%$) 硬化体の7日および28日材令における細孔径分布を水銀圧入式ポロシメーターにより測定した。

試料はセメント、水、混和剤を磁製蒸発皿に入れ5分間手練りを行ない、これをビーカーに入れてビニールで密閉し、所定材令の7日および28日間養生した。所定材令養生したペーストは5～2.5mmの塊状に粉碎して真空乾燥器に2日間入れて遊離水とゲル水をとばした。これを水銀ポロシメーター用試料とした。

(2) 試験結果と考察

ペースト中の37.5Åから7.5μの細孔径分布を図－2.2 2に示す。プレーンペーストの全細孔量は材令7日で16.3%、28日で12.6%、混和剤入りペーストは材令7日で15.5%、28日で11.9%であった。よって7日から28日の間に全細孔量は前者は22.7%、後者は23.2%とほぼ同様の減り方を示した。

これは材令が進むにつれて、生成したセメントゲルが元のセメント粒子の占有していた場所を占めると共に、体積の増加分だけ毛細管空間を充たし、セメントペースト全体のポロシチーを低下させることによると考えられる。

表－2.1 6 微視的検討に用いたセメントペーストの配合

配合名	セメント (g)	水 (g)	マイティ 150 (g)	W/C (%)
プレーンペースト	100	30	0	30.0
混和剤入りペースト	100	28.5	1.5	29.4

セメントは早強セメント

図－2.2 2 セメント硬化体の細孔径分布

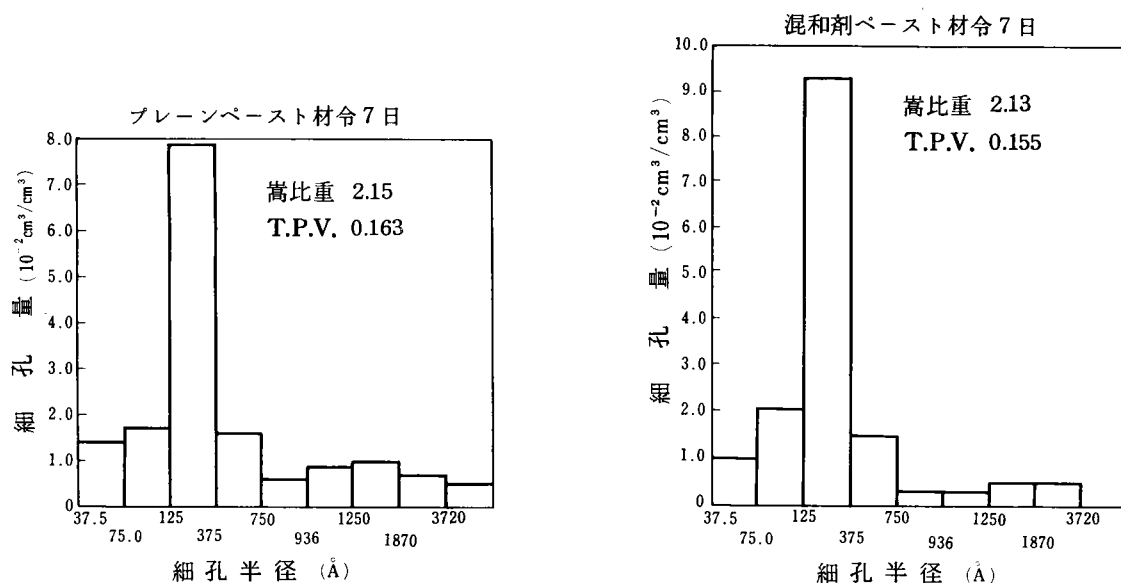
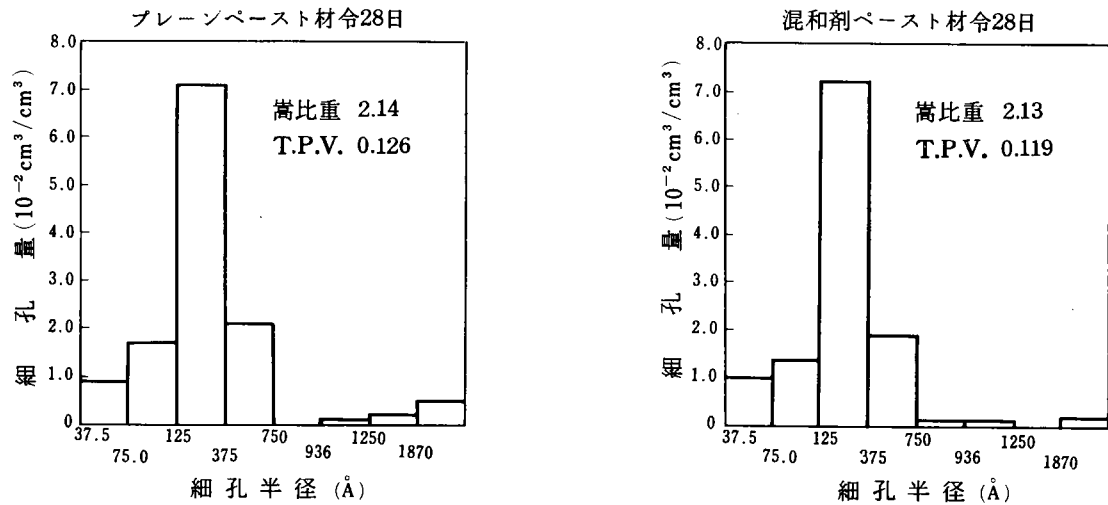


図-2.22



2.63 セメント硬化体の結合水の測定

(1) 試験方法

セメントペースト硬化体中の水の形態は遊離水、ゲル水と結合水の3つに大別できる。本実験では早強セメントを用いたプレーンペースト ($W/C = 30\%$) および混和剤マイテイ150入りペースト ($W/C = 29.4\%$) の結合水を測定して、それと圧縮強度あるいは材令との関係を調べる。

結合水の測定は所定材令の1日、7日、28日間養生した試料を炭酸化しないように手際よく2~3mm角に粉碎し、恒量にされた白金つぼの中に約1~2gr精秤して入れた。そしてすばやく約110℃に設定された真空乾燥器に移し、2日間試料を乾燥させた。その後常温になるまでシリカゲルのデシケーター中に入れ常温になったらすばやく重量を測定した。このようにしてまず硬化セメントペースト中の遊離水とゲル水を蒸発させた。次に結合水を蒸発させるため真空乾燥試料を約950℃の角型電気炉で約1時間加熱し強熱減量を測定した。この強熱減量には早強セメントの強熱減量、そして混和剤入りペーストの場合にはマイテイ150の固形物の強熱減量も含まれるので、これらを差し引いて求めた。

マイテイ150の濃度を測定するため精秤した混和剤を約80℃の乾燥器に入れて3日間おいて恒量となった後重量を測定した。

セメントペーストの強度はペーストをアスファルトミキサ(容量10ℓ)で練り、 $\phi 10 \times 20$ cmの型わくに流し込み、型わくを木ずちでたたいて成形した供試体を水中で所定材令養生して試験した。

(2) 試験結果と考察

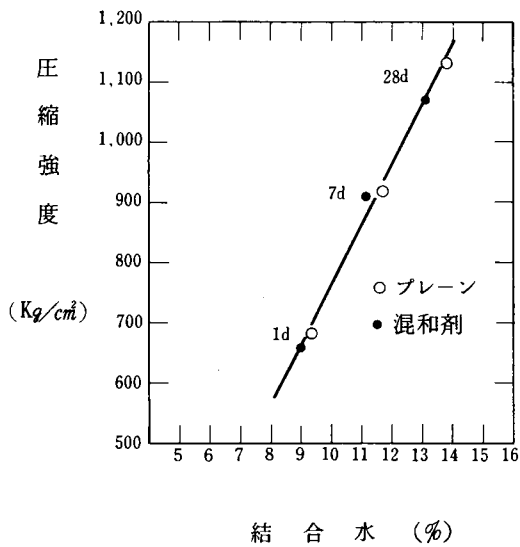
試験結果を表-2.17に示す。

- i) マイテイ150の濃度は4.034%、強熱減量は約10.0%であった。
- ii) 図-2.23から結合水量とペーストの圧縮強度は混和剤の有無にかかわらず直線関係になることがわかる。
- iii) 材令による結合水の増加率は混和剤の有無にかかわらず、材令1日から7日で24~25%、材令7日から28日で18~19%であった。(図-2.24)
- iv) 混和剤入りペーストの圧縮強度はプレーンペーストのそれと比較して同一水セメント比($W/C = 30\%$)の場合、1日、7日、28日材令ともほとんど差はないか若干低めであった。

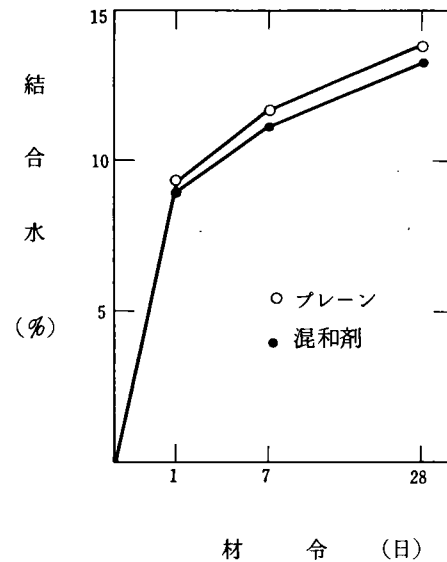
表－2.17 セメント硬化体の結合水と圧縮強度

材 令	結 合 水 (％)		圧縮強度 (Kg/cm^2)	
	プ レ ー ン	混 和 剤	プ レ ー ン	混 和 剤
1 日	9.3	9.0	681	630
7 日	11.7	11.2	917	909
28日	13.8	13.3	1,141	1,084

図－2.23 セメント硬化体の結合水
圧縮強度の関係



図－2.24 セメント硬化体の結合水
と材令の関係



2.6.4 セメントペーストの走査型電子顕微鏡写真

セメント硬化体の微細構造を観察するために早強セメントを用いたプレーンペースト ($W/C = 30\%$) および混和剤マイテイ150入りペースト ($W/C = 29.4\%$) の走査型電子顕微鏡写真を撮影した。その結果を写真－2.4に示す。

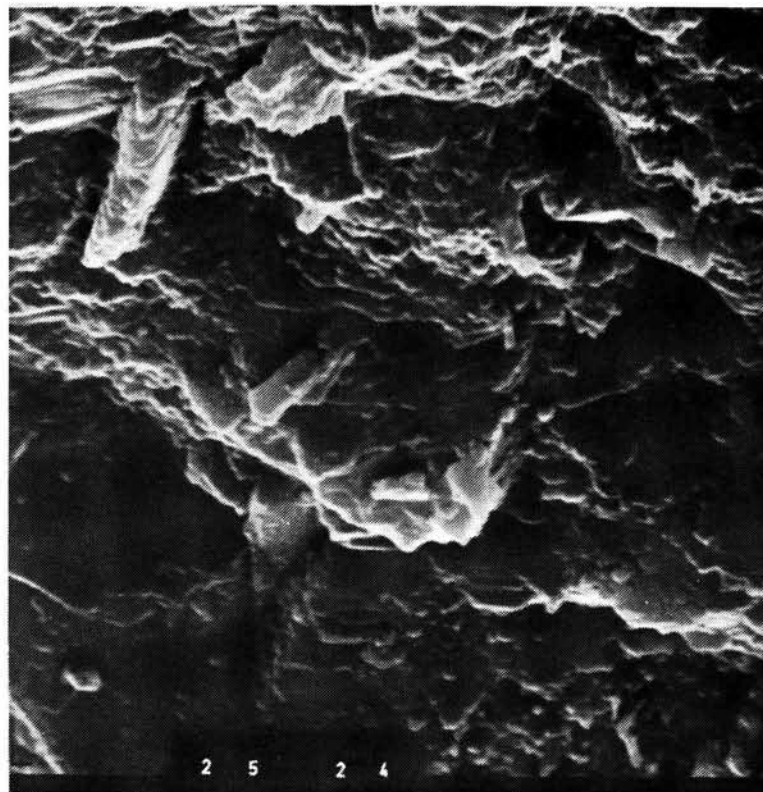
写真－2.4の(1)の混和剤入りペーストの水中養生7日材令に見られる棒状のものはセメントバチルスである。

同写真(4)の材令28日のプレーンペーストの孔の中に見られる板状のものは水酸化カルシウムの結晶である。

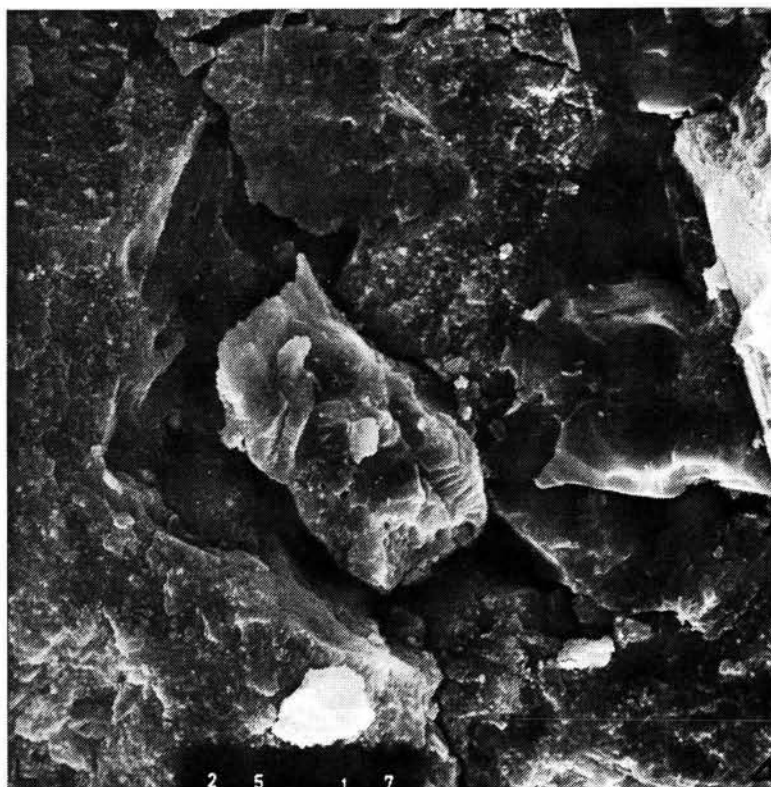
写真-2.4 セメント硬化体の走査型電子顕微鏡写真



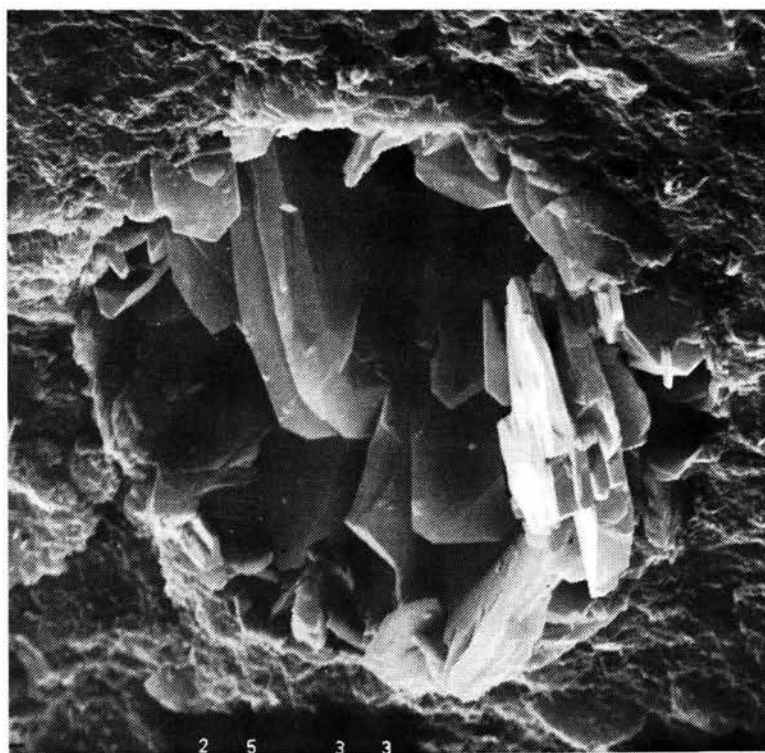
(1) 混和剤入りペースト 材令7日 10,000倍



(2) プレーンペースト 材令7日 10,000倍



(3) 混和剤入りペースト 材令28日 3,000倍



(4) プレーンペースト 材令28日 3,000倍

2.7 結 語

高性能減水剤を用いた高強度コンクリートに関して配合上の検討、セメントの種類あるいは粗骨材の品質の影響、またこれら材料を用いて製造した高強度コンクリートの水密性、凍結融解等の耐久性ならびに若干の微視的検討を行なった本章の結果を要約するとつぎのとおりである。

- (1) 砂率を40%、30%、20%、10%と変えてコンクリートを練り混ぜた結果、セメント量が $500\text{ Kg}/\text{m}^3$ の場合、砂率が20%以下だとコンクリートが荒々しく材料が分離気味になる。またコンクリートの圧縮強度も低下するので砂率は30%以上必要である。ただしセメント量が $700\text{ Kg}/\text{m}^3$ になると砂率が10%でも成形可能なワーカビリティを有し、圧縮強度もそれほど低下しない。
- (2) 粗骨材の最大寸法が10mmと20mmでは圧縮強度に大きな差がみられない。
- (3) 材令28日におけるコンクリートの圧縮強度の最大値はセメント量 $500\text{ Kg}/\text{m}^3$ の場合 $1,001\text{ Kg}/\text{cm}^2$ ($s/a=40\%$ 、骨材最大寸法10mm)、セメント量 $700\text{ Kg}/\text{m}^3$ の場合 $1,076\text{ Kg}/\text{cm}^2$ ($s/a=40\%$ 、骨材最大寸法20mm)、セメント量 $900\text{ Kg}/\text{m}^3$ の場合 $1,038\text{ Kg}/\text{cm}^2$ ($s/a=30\%$ 、骨材最大寸法10mm)であった。
- (4) セメント量 $500\text{ Kg}/\text{m}^3$ 使用したコンクリートで圧縮強度が材令28日に $800\text{ Kg}/\text{cm}^2$ 以上得られるセメントの品種は早強セメントのみであり、普通、フライアッシュB種および中庸熱セメントを用いたコンクリートの圧縮強度は早強セメントのそれより $100\sim 200\text{ Kg}/\text{cm}^2$ 小さい。
- (5) 高強度コンクリートの養生方法の違いが材令28日の強度発現に与える影響として、水中養生7日以後空中放置、標準水中養生、型わく入れ放しの順に強度が大きいが、この三者の間に際立った差はない。
- (6) 高強度コンクリートの強度は粗骨材の品質によって大きく影響される。セメント量 $500\text{ Kg}/\text{m}^3$ 、水セメント比31%の同一配合で、粗骨材だけの違いにより $722\text{ Kg}/\text{cm}^2$ から $1,001\text{ Kg}/\text{cm}^2$ まで $2\sim 300\text{ Kg}/\text{cm}^2$ の強度差を示す。
- (7) 高強度コンクリートに適する粗骨材は原石の強度や弾性係数が安定して大きく、組織が緻密な砂岩系統の碎石である。また石灰石やセメントクリンカーもセメントマトリックスとの付着力が期待されるためかコンクリートの曲げ強度が $103\sim 135\text{ Kg}/\text{cm}^2$ 、静弾性係数が $4.89\sim 5.07\times 10^5\text{ Kg}/\text{cm}^2$ と極めて大きな値を示した。
- (8) 高強度コンクリートの水密性、耐凍結融解性ならびに硫酸塩に対する耐薬品性等の耐久性が非常に優れている。
- (9) 圧縮強度 $913\text{ Kg}/\text{cm}^2$ を有するコンクリートの 40 Kg 重錘落下試験による耐衝撃抵抗性は圧縮強度 $532\text{ Kg}/\text{cm}^2$ コンクリートの7倍である。
- (10) マイティ150入りペースト($W/C=29.4\%$)の材令28日における圧縮強度は $1,084\text{ Kg}/\text{cm}^2$ である。そのときの $3.75\overset{\circ}{\text{A}}$ から 7.5μ の全細孔量は11.9%、また結合水は13.3%であった。混和剤を用いないプレーンペースト($W/C=30.0\%$)の場合の材令28日における値は、圧縮強度 $1,141\text{ Kg}/\text{cm}^2$ 、全細孔量12.6%、結合水13.8%でありマイティ150を用いた場合とほぼ同程度である。

参 考 文 献

- 1) 服部健一 : 特殊減水剤の物性と高強度発現機構、コンクリート工学、Vol.14、№3、March 1976、pp.12~19
- 2) 富士 勲、嵩 英雄 : 高性能減水剤、コンクリート工学、Vol.16、№3、Mar 1978、pp.32~37
- 3) 横道英雄 : 高強度コンクリートの配合設計と機械的性質について、材料試験、第8巻第69号、昭和34年6月、pp.54~58
- 4) 鈴木 昇、堀川貢佑 : 富配合コンクリートの圧縮強度について、セメント技術年報XVII、昭和38年、pp.380~384
- 5) Parrot, L.J. : The Selection of Constituents and Proportions for Producing Workable Concrete with Compressive Cube Strength of 80 to 110 N/mm^2 , Cement and Concrete Association, Technical Report, (TRA416), May 1969, pp.1~12
(同上抄訳) 保坂誠浩 : プレストレストコンクリート、Vol.11、№5、Nov.1969、pp.60~64
- 6) Parrot, L.J. : The Production and Properties of High Strength Concrete, Concrete, Vol.3, №11, Nov.1969, pp.443~448
(同上抄訳) 高橋公三 : 1000 Kg/cm^2 コンクリートの話 — 在来技法で — 、コンクリート製品、№204-205、May-June 1970、pp.26~30
- 7) 依田彰彦、新井一彦 : 高強度コンクリートに関する一実験、セメント技術年報 XXVII、1968、pp.292~296
- 8) 小林正凡、曾根徳明 : 芳香系減水剤を用いたコンクリートの強度特性について、セメント技術年報 XXVIII、1974、pp.260~263
- 9) 高山俊一、出光 隆、石橋孝治、猿渡隆史 : 高強度コンクリートの配合に関する基礎的研究、セメント技術年報 XXIX、1975、pp.235~238
- 10) 岡田 清、小林和夫、正田正一 : 高強度コンクリートに関する基礎的実験、第37回土木学会年次学術講演会講演概要集、第5部、Oct. 1982、pp.163~164
- 11) M. アザム アゼイミ、岡田 清、小林和夫 : 温度が高強度コンクリートのワーカビリティに及ぼす影響に関する研究、第34回土木学会年次学術講演会講演概要集、第5部、Oct. 1979、pp.79~80
- 12) 葛城浩三、窪山 潔、清水正弘、吉次輝雄 : コンクリートの高強度発現性におよぼす碎石の影響、セメント技術年報 XXVIII、1974、pp.140~143
- 13) 松下博通、牧角竜憲、西山文生 : 高性能減水剤を用いた高強度コンクリートに関する2、3の研究、セメント技術年報 XXXI、1977、pp.336~339
- 14) 飛坂基夫 : 高強度コンクリートの圧縮強度および静弾性係数に及ぼす骨材の影響
- 15) 小林正凡、田中 弘 : 高強度コンクリートの凍結融解にたいする抵抗性について、セメント技術年報 XXVIII、1974、pp.295~297
- 16) 服部建一、岡田英三郎、飛坂基夫、柳 啓 : 高性能減水剤を使用した高強度コンクリートの耐凍結融解性、セメント技術年報 34、1980、pp.329~332
- 17) 後藤幸正、三浦 尚、鈴木達朗 : 高性能減水剤を用いたコンクリートの耐久性について、セメント技術年報 34、1980、pp.326~328

- 18) 長滝重義、坂井悦郎、中村武夫、金 生彬 : オートクレープ養生した高強度コンクリートの耐凍結融解性、第4回コンクリート工学年次講演会講演論文集、1982年、pp.45~48
- 19) Perenchio W.F., Klieger P. : Some Physical Properties of High - Strength Concrete, PCA Research and Development Bulletin, 1978, pp.1~7
- 20) 村田二郎、大塚茂雄 : 高強度コンクリートの2~3の性状、第28回土木学会年次学術講演会講演概要集、第5部、1973、pp.170~172
- 21) 吉田弥智、赤井 登、飯坂武男 : 高性能混和剤に関する基礎的研究、セメント技術年報 XXVII、1973、pp.153~157
- 22) 村田二郎 : コンクリートの水密性に関する研究、コンクリートライブラリー、第7号、土木学会、1963
- 23) 概 説 : High Strength Concrete, Concrete, Vol.4, №2, 1970, pp.83~84

第 3 章

クリンカーを骨材に用いた高強度コンクリート
に関する研究

第3章 クリンカーを骨材に用いた高強度コンクリートに関する研究

3.1 緒 言

セメントコンクリートの強度の改善ななく引張強度あるいは曲げ強度を高めるためには、一般に

- (a) セメントマトリックスの強度の改善
- (b) 膨張材によりコンクリートにケミカルプレストレスを導入する方法
- (c) 繊維系材料による複合強化
- (d) セメントマトリックスと骨材との界面の付着力の強化

などの方法が研究されており実用化もしている。

(d)項のセメントマトリックスと骨材との界面の付着力を強化する手法としては次の3つの方法がある。

- (1) 樹脂を骨材のプレコーティング材として用いる方法

あらかじめ骨材表面に樹脂の皮膜をかぶせておく方法で、この方法によれば確かに骨材とレンジ皮膜との間の付着力は増すが、樹脂皮膜とセメントペーストとの付着力が問題となり、それほどの高強度は得られていないようである。¹⁾この場合に用いられる樹脂の量は、通常セメント量の約4%程度である。

- (2) オートクレーブ処理で骨材とマトリックスの境界面に水熱反応を起こさせる方法

付着力を高めるためにオートクレーブ養生は有効である。180℃～200℃の高温でオートクレーブ処理すると、セメント中のアルカリと骨材表面のシリカが反応してペーストと骨材の付着を高める²⁾。このことは、骨材の種類の違いがオートクレーブ養生したモルタル強度におよぼす影響を調べた筆者ら³⁾の実験結果を示した表-3.1からもうなずける。供試体の大きさは4×4×16cmの直方体で、水セメント比はすべて40%の一定にした。結合材は普通ポルトランドセメント単味である。

この結果によると、シリカの含まれていない石灰石は、水中養生では川砂のモルタルの強度と比較してその色はないが、オートクレーブ養生すると川砂のモルタルの強度より3割程度低下することがわかる。

表-3.1 骨材の種類とオートクレーブ養生したモルタル強度

	化学成分(%)			モ ル タ ル (mm)	水 中 20℃ 養 生					オートクレーブ養生		
	SiO ₂	A ₂ O ₃ + Fe ₂ O ₃	CaO		7 日		28 日			供試体 重量(g)	曲 げ (kg/cm ²)	圧 縮 (kg/cm ²)
						供試体 重量(g)	曲 げ (kg/cm ²)	圧 縮 (kg/cm ²)	曲 げ (kg/cm ²)			
富士川 川砂	70.7	18.1	2.1	173	595	86.2 (100)	546 (100)	93.4 (100)	766 (100)	565	141 (100)	869 (100)
けい石 (岡崎)	95.5	2.8	0.1	130	587	82.3 (95)	534 (98)	97.7 (105)	714 (93)	562	137 (97)	836 (96)
石灰石 (藤原)	3.4	1.3	53.6	147	596	93.5 (108)	569 (104)	109 (117)	735 (96)	563	96.7 (69)	655 (75)

カッコ内の数値は川砂の強度を100とした場合の各骨材の強度百分率である。

- (3) 反応性骨材を用いる方法

反応性骨材として石灰岩碎石や高炉スラグ細・粗骨材もあるが、セメントクリンカーが最っとも期待され研究結果もいくつか報告されている。

Klieger⁴⁾ はポルトランドセメントのクリンカーを骨材とした水セメント比30%のコンクリートで材令90日に1,200kg/cm²の圧縮強度を得た。しかし材令1年で1,100kg/cm²の強度に低下したためこの原因を追求中である。

Robson⁴⁾ はアルミナセメントであるシマンホンジュから誘導した合成骨材とシマンホンジュを用いて1,300kg/cm²の強度を得た。更に興味あることには粗骨材に良質の花崗岩、細骨材に合成骨材を用いたW/C比30～40

%のコンクリートで $1,250\text{ kg/cm}^2$ の強度を得た。

C&CA⁵⁾の研究によるとアルミナセメントクリンカーとシマンホンジュを用いて、 $1,050\text{ kg/cm}^2$ の強度が得られた。経済的なのは粗骨材に良質花崗岩、細骨材にアルミナセメントクリンカーを用いる方法で、このコンクリートの比重は2.64、圧縮強度は 840 kg/cm^2 である。経済比較のため、スパン4.35 mの道路橋をプレストレストコンクリートのボックスけたで設計した結果、後者の高強度コンクリートをフランジ部に、普通のコンクリートをウェブ部に用いたけたは、川砂、川砂利を用いた圧縮強度 420 kg/cm^2 のコンクリートけたに比較して、プレストレストコンクリートけたの建設総価格は1.4倍であるがコンクリートの総使用量は $1/2$ 、スパン中央のけた高は $1/2$ 以下である。

Berger, R. L.⁶⁾は、普通ポルトランドセメントと同セメント用クリンカーを骨材としたコンクリートについて広範囲の実験を行ない天然骨材コンクリートと比較した。主だった結果は次のとおりである。

- i) クリンカー骨材の比重は2.73～2.79、吸水量は1.7～4.9%である。またロスアンゼルスすりへり試験は、21.0%であった。
- ii) 細・粗骨材にクリンカー骨材を用いたコンクリートの圧縮強度を天然骨材コンクリートと比較すると材令1日あるいは3日の初期で3倍、材令28日で1.6倍であった。
- iii) 水セメント比50%のコンクリートの引張強度は天然骨材を用いた場合 30 kg/cm^2 であるのに対して、クリンカー骨材コンクリートは 60 kg/cm^2 であった。
- iv) 天然骨材コンクリートに比較して、クリンカー骨材コンクリートの水中環境下における膨張量は、約3倍である。また、乾燥収縮も極くわずかに大きい。

国内においても、渡辺⁷⁾、近藤⁸⁾ならびに筆者ら^{9)、10)、11)}がクリンカー骨材コンクリートの実験結果を報告している。

以上述べた如くセメントクリンカーを骨材に用いたコンクリートの実験報告はいくつかある。しかし、これを系統的に研究した例は少ない。

そこで、セメントクリンカーの骨材としての性質ならびにクリンカー骨材コンクリートの各種性質を広範囲にわたって実験し明確にした。

また、この種コンクリートの問題点としてクリンカー骨材に基因するポップアウトあるいは膨張破壊を引き起こす場合があるが、この原因と対策について試験し検討した。

3.2 クリンカー骨材ならびにクリンカーコンクリートの諸性状

3.2.1 クリンカーの比重および吸水量

セメント工場から製造方式などが異なる4種類のクリンカーを試料として取り寄せ5mm以下と5mm～20mmにふるい分けて容重、比重、吸水量試験を行なった。その結果を表-3.2に示す。

セメントキルンから取り出されたクリンカーは絶乾状態にあるが、その24時間吸水量は表-3.2に示したとおり4～6%である。しかし、図-3.1にみられる様に注水後1分以内に24時間吸水の90%程度含水する。従って絶乾状態のクリンカーを骨材としてコンクリートを練り混ぜる場合はこの吸水量分だけ練り混ぜ水に加えてミキシングしても所定のスランプを持つコンクリートが得られる。

また1日以降も序々に吸水量は増加している。28日材令で1日吸水量の1.4倍になる。

表- 3.2 各種のリンカーの骨材試験

品 種	項 目	容 重		比 重		吸 水 量	
		5 ~ 20mm	5mm以下	5 ~ 20mm	5mm以下	5 ~ 20mm	5mm以下
早強セメントクリンカー 改 良 窯		1.50 (1.41)	1.41 (1.36)	2.63 (2.52)	2.80 (2.68)	3.90 %	5.00 %
普通セメントクリンカー 改 良 窯		1.54 (1.43)	1.47 (1.41)	2.63 (2.52)	2.75 (2.63)	3.86	4.56
普通セメントクリンカー 湿 式 窯		1.53 (1.45)	1.42 (1.41)	2.70 (2.60)	2.80 (2.67)	5.65	4.15
普通セメントクリンカー S P 窯		1.51 (1.43)	1.67 (1.54)	2.68 (2.54)	2.90 (2.78)	4.55	4.71

容重は JIS A 1104 - 1964 による棒突き法。内は軽装

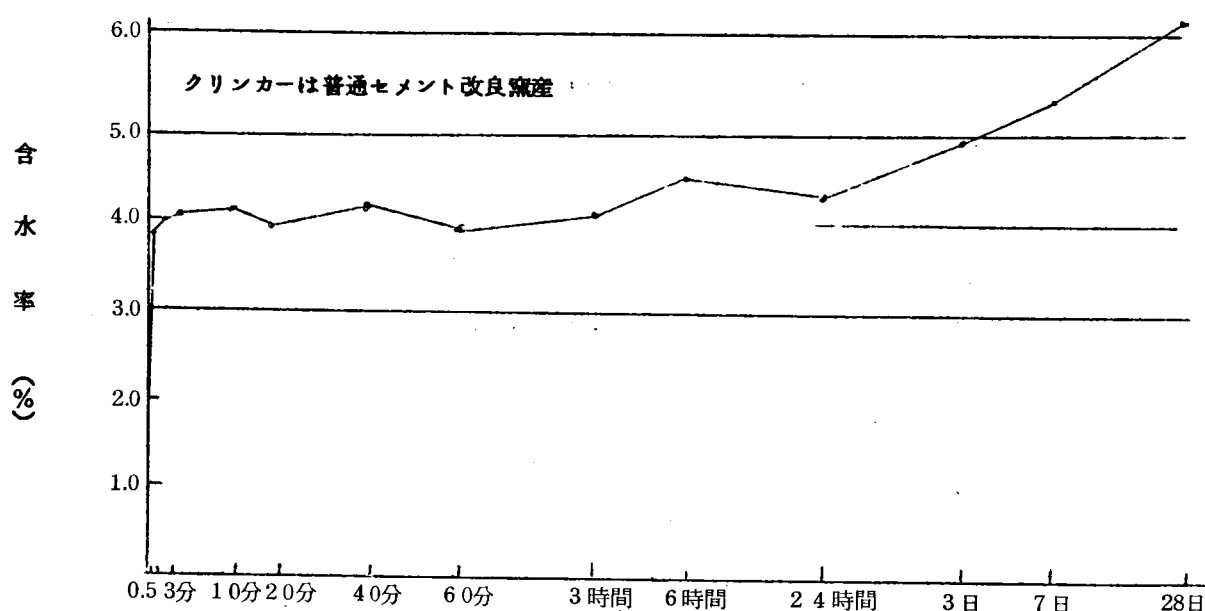
比重は細骨材 JIS A 1110, 細骨材は JIS A 1109 による 1 日吸水後の表乾状態の比重。() 内は絶乾比重

吸水量は JIS A 1109 および 1110 に準じて行なった 24 時間吸水

図- 3.1 クリンカー 含水速度

工場から取り出したクリンカー(絶乾状態)の粒径 10~20mm のもの 600 gr の含水による重量増加百分率。

	min 0.5	min 1	min 3	min 10	min 20	min 40	min 60	hr 3	hr 6	hr 24	d 3	d 7	d 28
クリンカー (改良)	3.66	3.89	3.93	4.04	3.85	4.05	3.84	4.06	4.43	4.37	4.95	5.33	6.18



3.2.2 クリンカー自体の強さ

表- 3.3はクリンカー骨材の 40 ton BS 破砕値である。これらの結果をみると、クリンカーのセメント工場製造時の破砕強度は良質な砕石骨材と人工軽量骨材の中間程度であるが、吸水量が進むにつれてクリンカー自体の水和が進行するためか強度が増進し、28日材令になると鬼怒川の玉砕石に匹敵するほどに強くなった。

表- 3.3 クリンカー骨材の破碎試験 (BS規格による)

骨材の種類	吸水期間 フルイ寸法	各 期 間 吸 水 後 の 破 碎 値 (%)							
		0 d		1 d		7 d		28 d	
		5 mm	2.5 mm	5 mm	2.5 mm	5 mm	2.5 mm	5 mm	2.5 mm
クリンカー (普通)		36.1	22.2	35.4	20.3	31.9	17.7	25.0	15.6

(参 考 資 料)

富 士 川 砂 利	20.1	9.9
鬼 怒 川 砕 石	22.3	13.3
メ サ ラ イ ト	50.0	35.7
クリンカー (普通セメント 湿 式)	50.3	25.8
クリンカー (早強セメント 改良窯)	30.4	16.7

試験方法はBS規格に準じて、10~15mmの骨材の
40 ton 破碎値である。

5 mmおよび2.5 mmふるいの通過重量百分率を示した。

3.2.3 クリンカーの種類あるいは、クリンカーの粒径範囲とそれらコンクリートの圧縮強度

表- 3.2に示した各種クリンカーを用いたコンクリートの20℃成形、20℃水中養生における配合と性状を表-3.4に、圧縮強度、静弾性係数、ポアソン比を表- 3.5に示す。

セメントは早強セメント 500 kg/m^3 を用いた。骨材は、1.2~20 mmをクリンカーで1.2 mm以下を川砂にしたA、B、C、D、Eの配合と、5~20 mmはクリンカーで5 mm以下を川砂にしたF配合、細・粗骨材すべてクリンカーを用いたG配合の7種類のコンクリートについて試験した。練り混ぜ水はクリンカーの吸水を考慮して定めたが、実質の水セメント比はクリンカーをブレウエットして用いたD配合コンクリートの28.8%程度になるようにした。

配合番号A、B、C、Eのコンクリートから4種類のクリンカーを比較してみるとBの湿式窯の普通セメント用クリンカーを除いては、コンクリートの圧縮強度の差は余り無いように思われる。



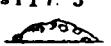


Bの湿式窯クリンカーコンクリート強度が低いのは、表- 3.3に示したクリンカーの破碎値からもうなずける。

E、F、Gの配合によりクリンカーの粒径範囲とコンクリートの強度発現を見てみると材令28日では強度差が小さいので、実用的には粗骨材はクリンカー、細骨材は川砂を用いるのが適当と思われる。

細・粗骨材ともクリンカーを用いたG配合の1日強度が 805 kg/cm^2 と高い値を示したことは注目に値する。

実験に用いた早強セメント、富士川産の川砂、混和剤マイテイ150の性質ならびにコンクリートの成形・養生方法、供試体の大きさ、試験方法はすべて2章の天然骨材コンクリート場合と同じである。

表-3.4 クリンカーコンクリートの配合と性状

配合 番号	クリン カー の 種 類	使用した クリンカー の粒径 範 囲	クリンカー Pre Wett の有無	水セメ ント比 w/c %	細骨材 率 s/a %	容 重 (kg/m³)	単 位 量 (kg/m³)					実測スランブとコン クリートの性状
							水 W	セメ ント C	細骨材 S	粗骨材 G	混和剤 o/Owt	
A	早強セメント 改良窯	1.2~20mm 1.2以下川砂	無		30	2,510	200	500	504	1,128	Mt 1.5	スランブ19.2cm 空気量3.5% 
B	普通セメント 改良窯	"	無		30	2,520	200	500	480	1,100	"	s l 22.9 cm 水多すぎ 
C	普通セメント 改良窯	"	無		30	2,490	200	500	521	1,240	"	s l 17.5 ぐずれてス ランブした 
D	同 上	"	1 時間	28.8	30	2,500	144	500	536	1,302	"	s l 3.2 cm
E	普通セメント PS 窯	"	無		30	2,530	200	500	500	1,074	"	s l 13.2 cm 水多すぎ 
F	同 上	5~20 5 以下川砂	無		30	2,520	185	500	490	1,104	"	s l 13.2 cm 非常にワ ーカブル 
G	同 上	全部クリン カー	無		30	2,580	200	500	507	1,074	"	s l 4.0 cm ワーカブル

水量は混和剤を含む量。配合A, B, E, FとGはクリンカーへの吸水量分だけ1mmから体積がへる。

容重は7日材令時の供試体重量から算出したもの。

骨材の粒度はクリンカーおよび川砂を20~10mm, 10~5mm, 5~1.2mm, 1.2~0.6mm, 0.6mm以下にふるいわけ粗骨材として20~10mmと10~5mmを7:3に細骨材とし5~1.2mm:1.2~0.6mm:0.6mm以下を3:3:4の重量割合で使用した。

表-3.5 クリンカーコンクリートの圧縮強度、静弾性係数、ポアソン比

配合 番号	クリンカー の 種 類	クリンカー の 粒径範囲	圧 縮 強 度 (kg/cm²)			静弾性係数 28 日 10 ⁵ kg/cm²	ポアソン比 28 日
			1 日	7 日	28 日		
A	早 強 改 良 窯	1.2~20mm 1.2以下川砂	535	915	985	4.90	0.254
B	普 通 式 窯	"	549	818	929	4.59	0.207
C	普 通 改 良 窯	"	599	965	1,049	4.79	0.226
D	普 通 改 良 窯	" 1 時間 Pre wet t	619	998	1,080	4.68	0.240
E	普 通 SP 窯	"	693	895	1,027	4.47	0.192
F	"	5~20mm 5以下川砂	735	947	1,058	4.77	0.252
G	"	全部クリンカー	805	980	1,091	4.90	0.240

3.2.4 クリンカーのプレウエットがコンクリートの圧縮強度に及ぼす影響

クリンカーの吸水量は4～6%あり、乾燥状態のクリンカーを練り混ぜると、ミキシング中に吸水するため正確な単位水量を求めにくい。一方前もってクリンカーを吸水させておく（プレウエット）とクリンカー骨材とペーストとの付着を損なう恐れがある。そこでクリンカーを成形前に吸水させるとコンクリートの強度にどのような影響があるかを実験した。

プレウエットの時間は2時間、12時間、1日、7日および28日である。この期間5～20mmのクリンカーを水ばつさせ、コンクリートの成形直前にクリンカー表面の付着水を布で拭きとって表乾状態にした。

コンクリートの使用材料はセメントは早強セメント、粗骨材は表-3.6の品質を有する大船渡工場SP窯クリンカー、細骨材は富士川産の川砂である。

コンクリートの配合を表-3.7に、また試験結果を表-3.8と図-3.2に示す。これらの結果から次のことが推察できる。

- 1) 材令28日のコンクリート強度を比較してみるとプレウエット12時間までは強度のバラツキなどを考えるとほとんどプレウエットしないコンクリートと強度差はないと言える。しかし1日以上プレウエットすると、プレウエットしないコンクリートに比べて15%程度圧縮強度が減少する。
- 2) 短期材令のコンクリート強度はプレウエットすると弱く、材令1日ではプレウエットしないクリンカーコンクリートより25%程度圧縮強度が小さかった。
- 3) 以上のことからクリンカーをプレウエットして用いることは、コンクリート強度上から好ましくない。このことはクリンカーをプレウエットすることによりクリンカーとペーストとの物理的付着力（吸引力）を損なうと共に、クリンカー表面が水和しペーストとの化学的付着力も低下するためと推定される。

表-3.6 クリンカーの品質

クリンカー			表乾 比重	絶乾 比重	容 量 (kg/m³)	実積率 (%)	吸水量 (%)	BS 2.5mm 通過 (%)	ロサンゼルス スリヘリ (%)	C=500kg/m³のコンクリートの圧縮強度(Kg/cm²)		
生産 工場名	焼成窯	セメント の種別								1日	7日	28日
大船渡	SP	普通	2.69	2.55	1.53	60.0	5.43	20.6	31.6	684	913	973

表-3.7 コンクリートの配合

	セメント C (kg/m³)	使用水量 (kg/m³)	水セメント 比 w/c (%)	砂 率 s/a (%)	川 砂 S (kg/m³)	クリンカー G (kg/m³)	マイティ 150 % wt
プレウエット 0	500	200	—	30	530	1250	1.5
プレウエット 2hr～28日	500	145	29.0	30	543	1222	1.5

表- 3.8 クリンカーのプレウェットとコンクリートの強度

プレウェット 期 間	スランブ (cm)	1 日		7 日		28 日	
		圧縮強度 (kg/cm^2)	静弾性係数 ($10^5 \text{kg}/\text{cm}^2$)	圧縮強度 (kg/cm^2)	静弾性係数 ($10^5 \text{kg}/\text{cm}^2$)	圧縮強度 (kg/cm^2)	静弾性係数 ($10^5 \text{kg}/\text{cm}^2$)
0時間(なし)	13.8	623	3.75	909	4.36	1,002	4.58
2 時間	10.0	487	3.29	830	3.75	974	4.51
12 時間	21.0	513	3.13	792	4.35	956	4.48
24 時間	16.3	464	—	790	—	911	4.27
7 日	18.0	464	—	765	—	853	4.13
28 日	20.0	440	—	753	4.08	850	4.39

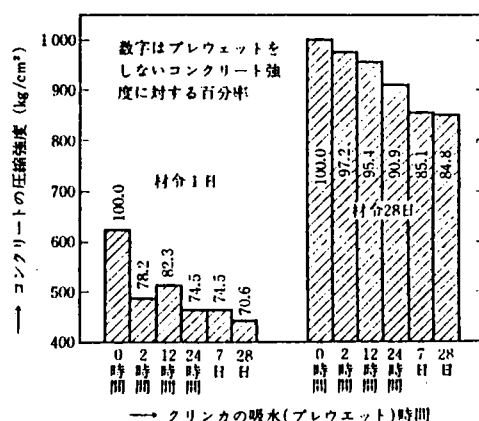


図- 3.2 クリンカーのプレウェットとコンクリートの強度

3.2.5 クリンカーコンクリートの単位セメント量と圧縮強度

単位セメント量を300、400、500、600および700 kg/m^3 とした場合のクリンカーコンクリートの強度発現を試験した。

セメントは早強セメント、粗骨材は大船渡工場SP黒クリンカー、細骨材は富士川の川砂である。

クリンカーコンクリートの配合を表- 3.9に、また試験結果を表- 3.10と図- 3.3に示す。これらの結果から次のことが推定できる。

- 1) セメント量500 kg/m^3 まではセメント量の増加と共に水セメント比は減少し強度は増加するが、500 kg/m^3 以上セメントを増してもコンクリート強度の増加はきわめて小さい。
- 2) セメント量500 kg/m^3 までは材令28日から91日にかけてコンクリート強度が80～100 kg/cm^2 増加する。しかしセメント量600 kg/m^3 と700 kg/m^3 の場合はほとんど増加しない。
- 3) 静弾性係数はセメント量500 kg/m^3 のコンクリートが一番大きい。これは $C=500\text{kg}/\text{m}^3$ 以下ではコンクリート強度が小さく、またセメント量を500 kg/m^3 以上用いると骨材量が少なくなって弾性係数が小さくなるものと思われる。
- 4) セメント量500 kg/m^3 用いたクリンカーコンクリートの材令28日における圧縮強度は972 kg/cm^2 、静弾性係数 $4.89 \times 10^5 \text{kg}/\text{cm}^2$ 、材令91日における圧縮強度は1,071 kg/cm^2 、静弾性係数 $5.20 \times 10^5 \text{kg}/\text{cm}^2$ であった。

- 5) クリンカーコンクリートの静弾性係数は圧縮強度 $900 \sim 1,000 \text{ kg/cm}^2$ で $4.50 \sim 5.00 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ となり概ね碎石コンクリートのそれより $1.00 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ 大きい。

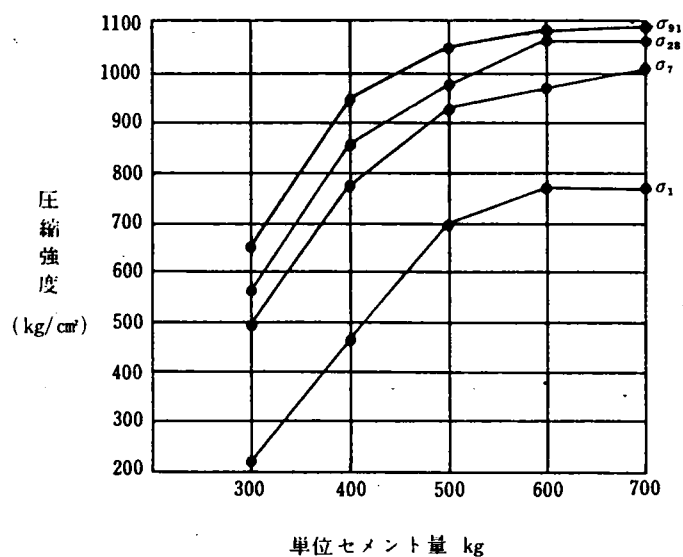


図-3.3 セメント量と圧縮強度

表-3.9 クリンカーコンクリートの配合

推定水 セメント比 w/c (%)	砂 率 S/a (%)	使用水量 (kg/m³)	セメント量 C (kg/m³)	川 砂 S (kg/m³)	クリンカー G (kg/m³)	マイティ 150 $C \times \%$	実 測 スランブ (cm)
48.3	30.0	202	300	692	1245	1.5	15.5
36.2	"	202	400	610	1256	"	16.5
28.4	"	197	500	533	1262	"	13.7
26.6	"	210	600	504	1205	"	16.0
26.0	"	224	700	461	1095	"	13.0

表-3.10 セメント量とクリンカーコンクリートの強度

セメント 量 (kg/m³)	1 日			7 日			28 日			ポアソン 比 μ	91 日		
	圧縮 強度 σ (kg/cm²)	静弾係数 E (10^5 kg/cm^2)	極限 ひずみ ϵ_{max} (10^{-6})	圧縮 強度 σ (kg/cm²)	静弾係数 E (10^5 kg/cm^2)	極限 ひずみ ϵ_{max} (10^{-6})	圧縮 強度 σ (kg/cm²)	静弾係数 E (10^5 kg/cm^2)	極限 ひずみ ϵ_{max} (10^{-6})		圧縮 強度 σ (kg/cm²)	静弾係数 E (10^5 kg/cm^2)	極限 ひずみ ϵ_{max} (10^{-6})
300	219	3.30	2,650	488	3.90	2,330	553	4.29	2,380	0.24	634	4.47	2,300
400	459	3.63	2,100	771	4.32	2,570	850	4.86	2,640	0.22	937	4.93	2,810
500	692	3.86	2,610	927	4.68	3,150	972	4.89	2,735	0.25	1,071	5.20	2,340
600	767	3.87	3,290	963	4.45	3,100	1,066	4.36	3,115	0.22	1,080	5.15	2,500
700	766	3.78	2,790	1,001	4.13	3,400	1,057	4.37	3,140	0.26	1,096	5.02	2,115

3.2.6 骨材の種類組合せとコンクリート強度

表-3.1.1に示すように粗骨材として大船渡工場のSPクリンカー、鬼怒川玉碎石、富士川砂利、細骨材としてクリンカーと富士川の砂の組合せの6種類のコンクリートの圧縮強度と静弾性試験を行なった。

細骨材としてのクリンカーは5~1.2mm、1.2~0.6mm、0.6mm以下にふるい分けこれらが川砂と同じ粒度分布になるように3:3:4の重量割合にして用いた。

試験の結果を示した表-3.1.2から次のことが考察できる。

- 1) コンクリートの圧縮強度がもっとも大きい骨材の組合せは、川砂-クリンカーであった。次いでクリンカー砂-クリンカー、クリンカー砂-玉砕の順である。しかしこれら3者の強度差は小さかった。
- 2) 静弾性係数を材令28日で比較すると、クリンカー砂-クリンカーが $5.13 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ と極めて大きく、次いで川砂-クリンカーの $4.58 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ 、クリンカー砂-川砂利の $4.18 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ の順になった。
- 3) 材令1日強度はクリンカーを細骨材あるいは粗骨材として用いるといずれも600 kg/cm^2 前後の大きな値を示している。

セメントペーストとクリンカー骨材あるいは川砂との境界面の反射鏡微鏡ならびに電子顕微鏡の写真をそれぞれ写真-3.1と写真-3.2に示す。

川砂と対比するとクリンカーの表面にはセメント水和物もみられペーストとクリンカー骨材とが融合しているようにみえる。

表-3.1.1 配合と圧縮強度試験結果

細骨材	粗骨材	水セメント比(推定) w/c (%)	砂率 S/a (%)	水 量 投入量 (kg/m ³)	セメント量 C (kg/m ³)	細骨材 S (kg/m ³)	粗骨材 G (kg/m ³)	実 測 スランプ (cm)	圧縮強度 (kg/cm ²)		
									1日	7日	28日
川 砂	川 砂 利	31.0	30.0	155	500	533	1248	23.8	—	689	757
"	玉 砕	"	"	155	"	532	1168	20.8	437	775	888
"	クリンカー	"	"	200	"	530	1250	13.8	623	909	1002
クリンカー	川 砂 利	"	"	185	"	565	1285	18.8	538	710	860
"	玉 砕	"	"	185	"	565	1260	13.0	585	844	974
"	クリンカー	"	"	230	"	565	1299	21.5	639	886	996

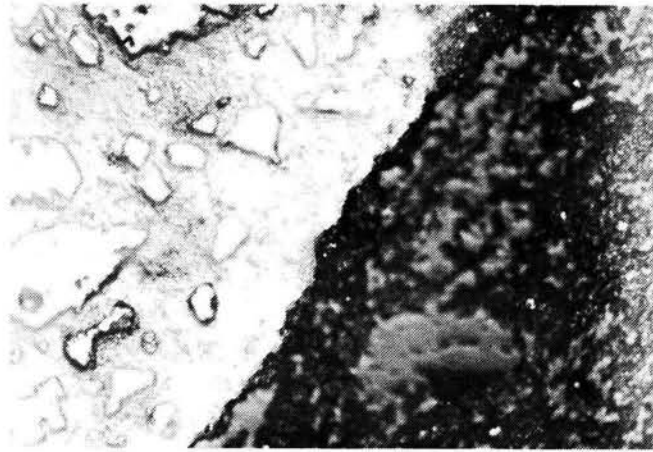
表-3.1.2 骨材の組み合わせとコンクリートの圧縮強度

細骨材	粗骨材	1 日		7 日		28 日	
		圧縮強度	静弾性係数	圧縮強度	静弾性係数	圧縮強度	静弾性係数
		σ kg/cm ²	E 10 ⁵ kg/cm ²	σ kg/cm ²	E 10 ⁵ kg/cm ²	σ kg/cm ²	E 10 ⁵ kg/cm ²
川 砂	川 砂 利	—	—	689	—	757	4.11
"	玉 砕	437	2.76	775	3.62	888	3.88
"	クリンカー	623	3.75	909	4.36	1,002	4.58
クリンカー	川 砂 利	538	—	710	3.92	860	4.18
"	玉 砕	585	—	844	3.83	974	4.13
"	クリンカー	639	—	886	4.75	996	5.13

写真－3.1 反射顕微鏡によるセメントペーストと骨材の境界面

(研磨面 400倍)

材令7日の川砂(右部)とペースト(左部)



材令7日のクリンカー(上部)とペースト(下部)

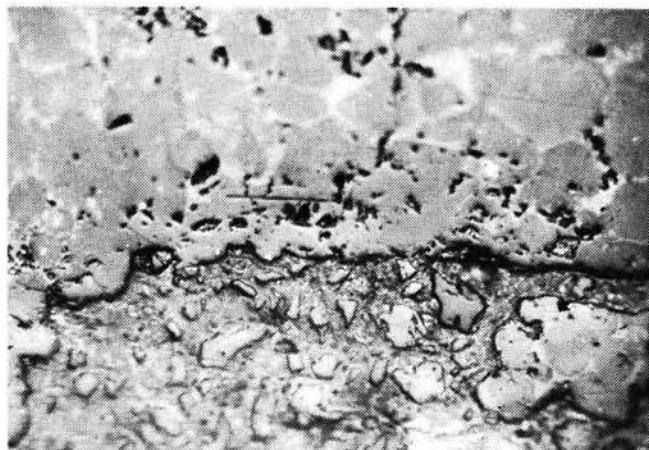
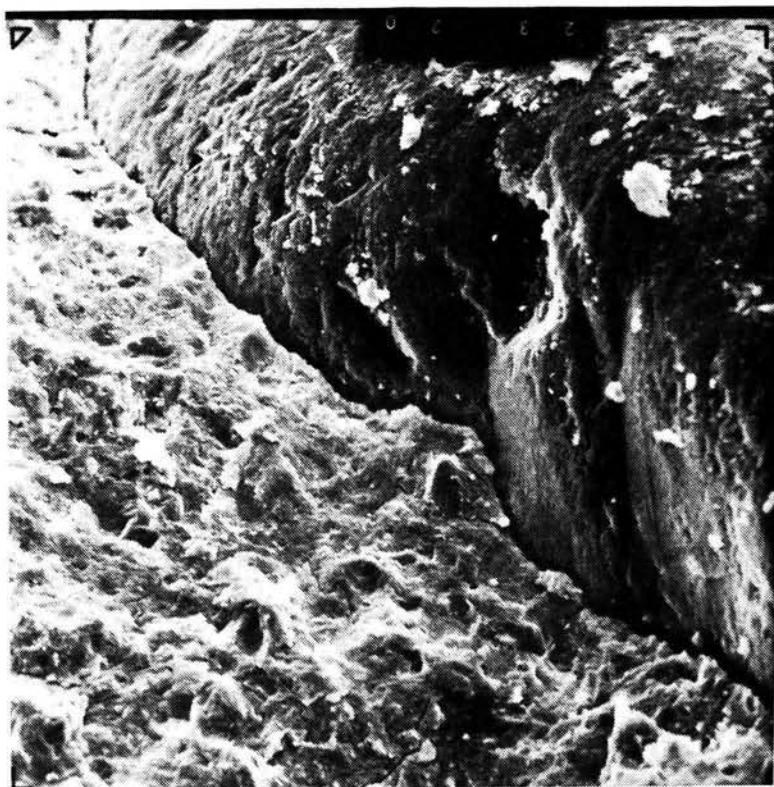
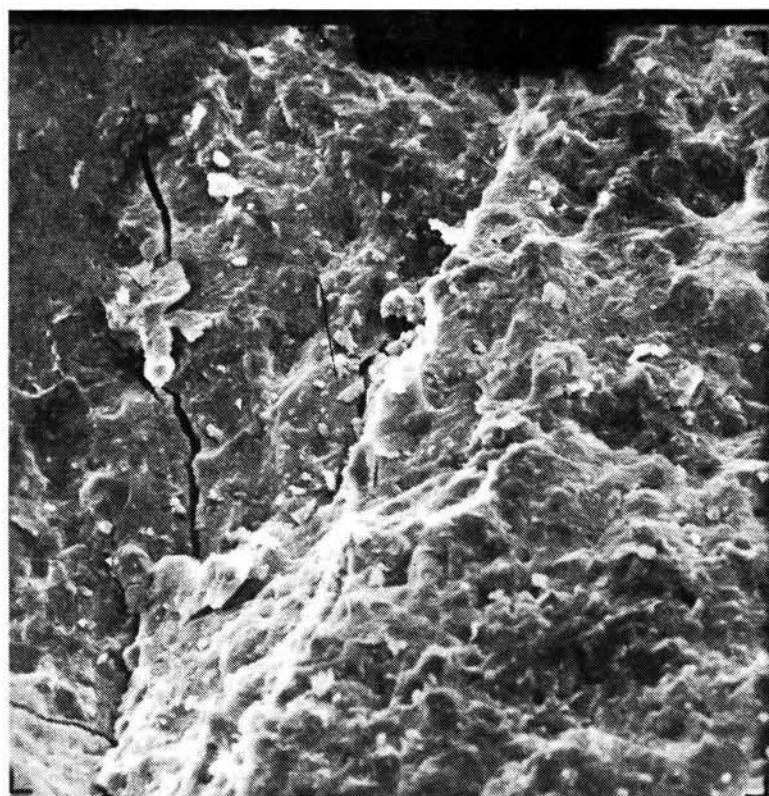


写真-3.2 走査型電子顕微鏡によるセメントペーストと骨材の境界面



材令28日の川砂（右上部）と
ペースト（左下部）

倍率 3,000



材令28日のクリンカー（右下部）
とペースト（左上部）

倍率 1,000

3.2.7 クリンカーと天然砕石骨材の混合使用

鳥羽砕石は第2章の2.2項で述べたように脈目の多い蛇紋岩質系であり、高強度コンクリート用粗骨材としては不適当である。

しかし、この砕石にクリンカーを順次置き換えていくと図-3.4にみられるようにクリンカーに比例して直線的にコンクリートの圧縮強度および静弾性係数が改善される。

なお、用いたセメントは早強セメント、細骨材は富士川の川砂で砂率は30%である。コンクリートは成形の翌日脱型して所定材令まで20℃の水中に養生した。

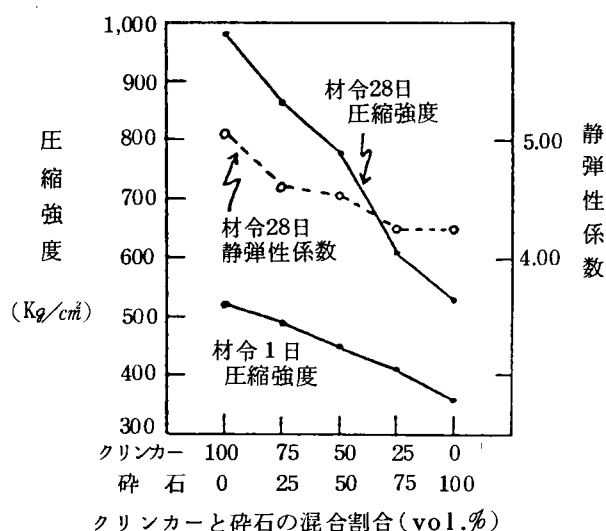


図-3.4 粗骨材中のクリンカーと砕石の混合割合とコンクリートの圧縮強度ならびに静弾性係数との関係

3.3 クリンカー骨材ならびに砕石を用いた高強度コンクリートの物理的基礎性状

3.3.1 はじめに

クリンカーを粗骨材に川砂を細骨材としたクリンカーコンクリートの各種強度特性、凍結融解抵抗性ならびに熱特性について砕石粗骨材と川砂を用いた高強度コンクリートのそれら特性値と対比検討した。

3.3.2 使用材料および配合

実験に用いた高強度コンクリートの配合を表-3.13に示す。配合AとBは砕石粗骨材でありセメント量がそれぞれ500kg/m³と700kg/m³である。配合Cはクリンカーコンクリートである。クリンカーは乾燥状態のものをを用いたので、C配合の水セメント比はクリンカーの吸水量を考慮した推定値である。

用いた材料は早強セメント（比重3.13）、鬼怒川玉砕（最大寸法20mm、比重2.61、F.M. 6.65）、富士川川砂（比重2.65、F.M. 2.80）、粗骨材として用いた大船渡工場SP窯クリンカー（最大寸法20mm、表乾比重2.69、絶乾比重2.55、吸水量5.43%、実積率60.0%）および高性能減水剤MTである。

表-3.13 コンクリートの配合

配合種別	粗骨材 最大寸法 (mm)	水セメント 比 w/c (%)	破 率 S/a (%)	単 位 量 (kg/m³)				
				セメント C	水 W	川 砂 S	粗骨材 G	混和剤 (C×%)
配 合 A	砕石 20	31.0	30	500	155	532	1168	1.5%
配 合 B	砕石 20	26.4	30	700	185	457	1044	"
配 合 C	クリンカー 20	31.0*	30	500	205	537	1272 [※]	"

* クリンカーは乾燥状態のもの、w/cはクリンカー吸水量を考慮した推定値

コンクリートの練り混ぜと成形はすべて20℃の恒温室内で行なった。コンクリートの練り混ぜは容量50ℓの強制練りミキサーを用い、締め固めには棒状バイブレーターを用いた。

またコンクリート供試体は所要材令まで20℃の水中養生をした。

3.3.3 圧縮、引張、曲げ強度と静弾性係数

圧縮強度($\phi 10 \times 20 \text{ cm}$)はJIS A 1108により、引張強度($\phi 10 \times 20 \text{ cm}$)はJIS A 1113の割裂法により、また曲げ強度($\square 10 \times 10 \times 40 \text{ cm}$)はスパン30cmの3等分点2点載荷法により試験した。

高強度コンクリートA、BおよびC配合の試験結果を表-3.14と図-3.5に示す。

- 1) クリンカー(配合C)と碎石でセメント量 700 kg/m^3 (配合B)のコンクリートがほぼ同じ圧縮強度を示し、材令28日で $950 \sim 1,000 \text{ kg/cm}^2$ となった。碎石でセメント量 500 kg/m^3 (配合A)のコンクリートはこれらに較べて約 100 kg/cm^2 ほど圧縮強度が小さい。
- 2) クリンカーコンクリート(配合C)は碎石コンクリート(配合A、B)より曲げ強度で40～50 kg/cm^2 大きく135 kg/cm^2 の値となった。
- 3) 応力・ひずみ曲線の破壊荷重の1/3の点の割接から求めた静弾性係数は碎石コンクリートの配合AとBでほとんど差がなく、材令1日で 2.8×10^5 、7日で 3.5×10^5 、28日で $3.8 \sim 3.9 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ 程度である。
- 4) クリンカーコンクリートの静弾性係数は材令28日で $4.5 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ となり碎石コンクリートのそれよりかなり大きな値を示した。

表-3.14 高強度コンクリートの圧縮、引張、曲げ強度と静弾性係数

配 合 種 別	配 合 A			配 合 B			配 合 C		
材 令 (日)	1	7	28	1	7	28	1	7	28
圧 縮 強 度 (kg/cm^2)	437	775	888	553	828	981	613	844	944
静 弾 性 係 数 (10^5 kg/cm^2)	2.76	3.62	3.92	2.79	3.45	3.81	3.71	4.22	4.45
引 張 強 度 (kg/cm^2)	—	47	56	—	56	65	50	64	65
曲 げ 強 度 (kg/cm^2)	—	71	83	—	84	96	—	128	135

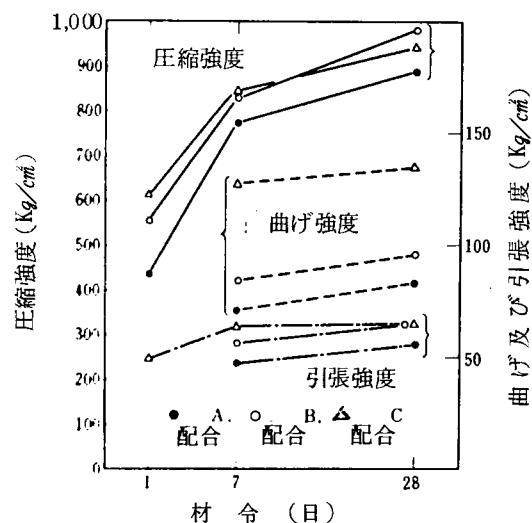


図-3.5 高強度コンクリートの圧縮、引張および曲げ強度

3.3.4 応力・ひずみ曲線とポアソン比

コンクリートの供試体に $G, L = 67\text{ mm}$ のペーパーストレンゲージを縦、横 2 枚ずつ相対する面にはりつけ、荷重 5 ton きざみにひずみを測定し、応力・ひずみ曲線を描いた。

配合 A、B および C コンクリートの材令 28 日における応力・ひずみ曲線を図 - 3.6 に示す。

- 1) 高強度コンクリートの応力・ひずみ曲線は破壊点近くまではほぼ直線的に変化した。
- 2) ポアソン比は配合 A で 0.20、配合 B で 0.22、配合 C で 0.23 程度の値を材令 28 日で示している。
- 3) 極限ひずみ ϵ_{\max} は、コンクリートの配合、材令等にあまり関係なく $2.500 \sim 3.000 \times 10^{-6}$ 程度の値を示した。

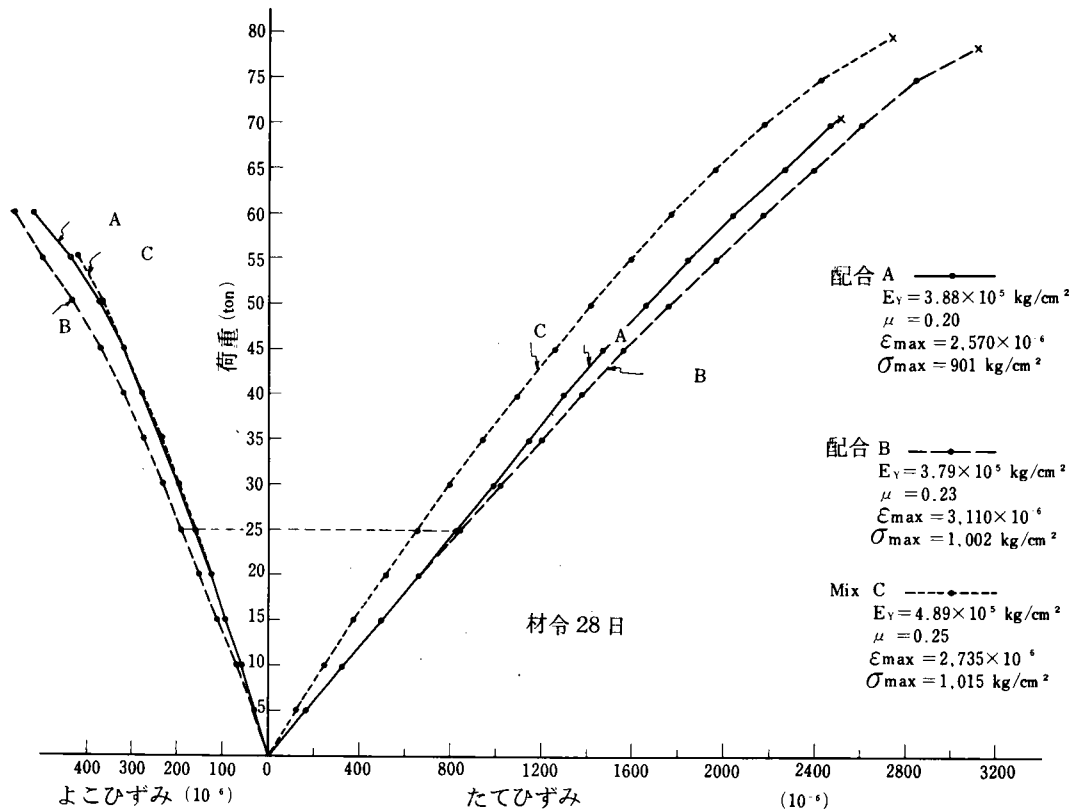


図 - 3.6 高強度コンクリートの応力-ひずみ曲線

3.3.5 支圧強度

供試体の大きさは $15 \times 15 \times 15\text{ cm}$ と $10 \times 10 \times 10\text{ cm}$ の 2 種類の立方体である。支圧板は、写真 - 3.3 に示す $10 \times 10\text{ cm}$ 、 $7 \times 7\text{ cm}$ 、 $5 \times 5\text{ cm}$ 、 $3 \times 3\text{ cm}$ の 4 種類で厚さはいずれも 3 cm の鋼製である。

支圧面積 A の支圧面積 A' に対する比を表 - 3.15 に示す。支圧板をコンクリート供試体の中央部に配置して試験した。試験材令は 28 日である。その時の全圧強度 σ_c を表 - 3.16 に示す。

砕石コンクリート（配合 A と B）およびクリンカーコンクリート（配合 C）の試験結果を図 - 3.7 に示す。

- 1) 砕石コンクリート（配合 A と B）の全圧強度に対する支圧強度の比 σ_c' / σ_c と A / A' の関係はほぼ同じ様相を示している。
- 2) クリンカーコンクリート（配合 C）は砕石コンクリートに比較して若干 A / A' に対する σ_c' / σ_c の値が小さい。
つまりクリンカーコンクリートの支圧強度は砕石コンクリートより若干小さい。
- 3) 供試体の大きさによる影響は $10 \times 10 \times 10\text{ cm}$ と $15 \times 15 \times 15\text{ cm}$ でほとんどない。

4) 実験範囲には含まれなかったが、 $A/A' = 30$ 程度以上では支圧強度は一定となるとの実験報告¹²⁾もある。

表-3.15 支圧面積に対する支承面積

10 cm 立方供試体 (支承面積 100 cm^2)

支圧版 A'	$10 \times 10\text{ cm}$	$7 \times 7\text{ cm}$	$5 \times 5\text{ cm}$	$3 \times 3\text{ cm}$
A/A'	1	2.04	4.00	11.11

15 cm 立方供試体 (支承面積 225 cm^2)

支圧版 A'	$15 \times 15\text{ cm}$	$10 \times 10\text{ cm}$	$7 \times 7\text{ cm}$	$5 \times 5\text{ cm}$	$3 \times 3\text{ cm}$
A/A'	1	2.25	4.59	9.00	25.00

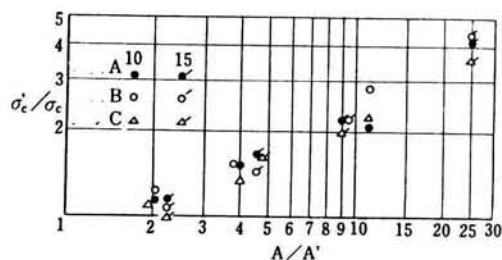


図-3.7 高強度コンクリートの支圧強度

表-3.16 支圧強度試験に用いたコンクリート圧縮強度

(kg/cm^2)

配合	A	B	C
供試体			
10 cm の立方体	1,002	937	1,087
15 cm の立方体	905	1,021	987



写真-3.3 支圧強度試験用支圧板

3.3.6 鉄筋との付着強度

日本コンクリート工学協会の試験方法(案)に準じて引抜き試験方法によって行なった。供試体の大きさは $15 \times 15 \times 15\text{ cm}$ の立方体で供試体が早期に割裂するのを防ぐため、 $\phi 6\text{ mm}$ のらせん鉄筋で補強した。らせん筋のピッチは $3 \sim 4\text{ cm}$ である。引抜き用鉄筋は神戸製鋼の直角ふし付き異形鉄筋で直径 19 mm である。鉄筋はコンクリートの打設方向と同じ垂直方向に埋設した。

鉄筋の自由端に $1/1,000\text{ mm}$ のダイヤルゲージをセットして荷重 1 ton 毎のすべり量を測定した。試験材令は 7 日と 28 日である。

材令 28 日における鉄筋のすべり量と付着応力の関係を図-3.8 に、また $10/1,000$ と $50/1,000\text{ mm}$ のすべり量に対応する付着力を表-3.17 に示す。

1) 材令 28 日における付着応力は 0.05 mm のすべり量のとき配合 A が 11.4 kg/cm^2 、配合 B が 11.9 kg/cm^2 、そしてクリンカーコンクリートの配合 C が 13.6 kg/cm^2 となり非常に大きい値となった。

2) 鉄筋とコンクリートとのすべりが完全に終了する以前に鉄筋が破断してしまったため終極付着応力は求められなかった。

3.3.7 乾燥収縮

供試体の大きさは $10 \times 10 \times 40 \text{ cm}$ の直方体で成形後7日間水中養生したコンクリートを長さおよび重量の基準点とした。長さ変化は基長 25 cm のホイットモア型ダイヤルゲージで測定した。乾燥条件は湿度 50% 、温度 20°C である。

1年間の試験結果を表-3.18に示す。

- 1) 碎石コンクリートの配合Aと配合Bの乾燥収縮量は差なく材令4週で 4.0×10^{-4} 、13週で 6.0×10^{-4} 、1年で 8×10^{-4} 程度である。
- 2) クリンカーコンクリートの配合Cの乾燥収縮量は4週で 2.9×10^{-4} 、13週で 5.0×10^{-4} 、1年で 5.5×10^{-4} となり碎石コンクリートより小さな値となった。
- 3) 高強度コンクリートはセメント量が 500 kg/m^3 以上と多いにもかかわらず収縮量は小さいと言える。

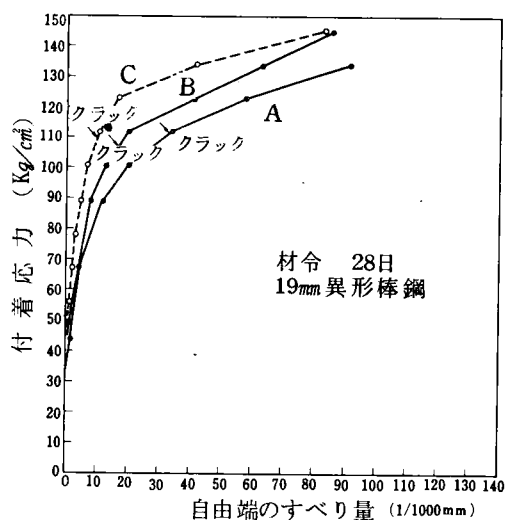


図- 3.8 高強度コンクリートの鉄筋付着強度

表- 3.17 高強度コンクリートの異形鉄筋付着強度
(Kg/cm^2)

材 令	7 日		28 日	
(mm) 配合	10/ 1,000	50/ 1,000	10/ 1,000	50/ 1,000
A	83	133	83	119
B	78	116	94	127
C	110	135 以上	111	136

表- 3.18 高強度コンクリートの乾燥収縮

材 令	乾 燥 収 縮 (10^{-4})			重 量 減 少 (%)		
配 合	A	B	C	A	B	C
1 日	1.04	0.84	0.84	0.22	0.15	0.23
3 日	1.68	1.44	1.44	0.40	0.31	0.36
5 日	1.80	1.48	1.72	0.43	0.35	0.40
1 週	2.12	1.60	2.16	0.49	0.41	0.46
2 週	2.96	2.74	2.40	0.62	0.52	0.68
3 週	3.64	3.36	2.80	0.67	0.58	0.76
4 週	4.35	3.72	2.92	0.76	0.65	0.75
6 週	5.00	4.20	3.60	0.87	0.76	0.86
9 週	5.50	4.96	4.28	1.03	0.90	0.98
13 週	5.96	6.00	5.00	1.16	1.06	1.09
26 週	6.76	6.84	4.92	1.32	1.23	1.28
1 年	7.68	7.76	5.48	1.57	1.52	1.60

3.3.8 クリープ

供試体の大きさは $10 \times 10 \times 40 \text{ cm}$ である。ひずみの変化はホイットモア型ストレンゲージにより測定した。載荷荷重は 15 ton (150 kg/cm^2) で、この載荷をスプリングをかいしてコンクリートに持続させた。クリープ供試体とは別に、これと同一条件で養生したクリープひずみ補正用の乾燥収縮供試体も成形した。載荷するまでの養生方法は碎石コンクリートの配合Aの場合水中1週間、クリンカーコンクリートの配合Cの場合、水中2週間養生である。試験は湿度50%、温度20℃の恒温室で行なった。

各配合のコンクリートのクリープひずみとクリープ係数を表-3.19と図-3.9に示す。

- 1) 碎石コンクリート(配合A)のクリープ係数は極めて小さく材令1年で0.79である。
- 2) クリンカーコンクリート(配合C)のクリープ係数は載荷までの養生方法が碎石コンクリートと異なるためはっきりしたことは言えないが、碎石コンクリートの約2倍である。

なお、クリンカー骨材を用いたコンクリートのクリープに関する既往の文献、資料は皆無である。

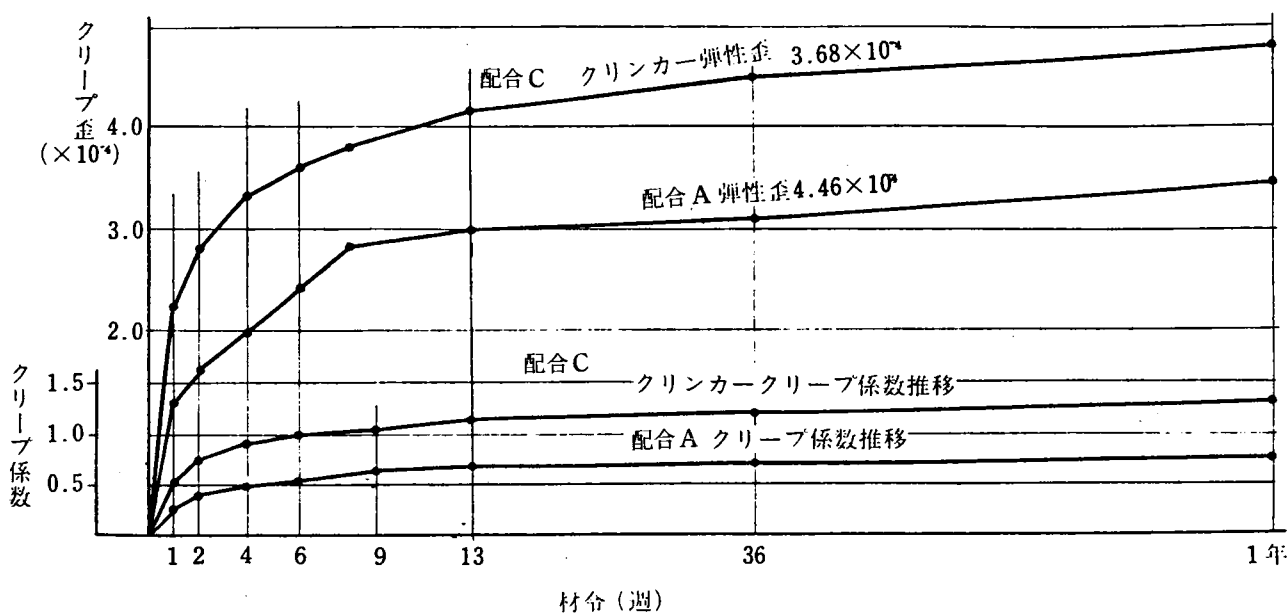


図-3.9 高強度コンクリートのクリープ

表-3.19 コンクリートのクリープ

(10^{-4}) 2本平均

材 令	配 合 A					ク リ ン カ ー 配 合 C				
	全ひずみ ϵ_t	収 縮 ひずみ ϵ_s	補 正 ひずみ $\epsilon_t - \epsilon_s$	クリープ ひずみ $\epsilon_t - \epsilon_s - \epsilon_E$	クリープ 係 数	全ひずみ ϵ_t	収 縮 ひずみ ϵ_s	補 正 ひずみ $\epsilon_t - \epsilon_s$	クリープ ひずみ $\epsilon_t - \epsilon_s - \epsilon_E$	クリープ 係 数
弾性ひずみ ϵ_E	4.46	0	4.46	0	0	3.69	0	3.69	0	0
2 日	-	-	-	-	-	5.75	0.60	5.15	1.46	0.40
3 日	6.24	0.79	5.45	0.99	0.22	-	-	-	-	-
5 日	6.76	1.03	5.73	1.27	0.29	7.12	1.52	5.60	1.91	0.52
1 週	7.16	1.52	5.64	1.18	0.27	7.46	1.60	5.86	2.17	0.59
2 週	8.22	2.17	6.05	1.59	0.36	8.89	2.42	6.47	2.78	0.75
3 週	-	-	-	-	-	9.72	3.16	6.56	2.87	0.78
4 週	9.42	3.00	6.42	1.96	0.44	10.43	3.44	6.99	3.30	0.89
6 週	-	-	-	-	-	11.27	4.00	7.27	3.58	0.97
.9 週	10.80	3.51	7.29	2.83	0.63	11.65	4.18	7.47	3.78	1.02
13 週	11.42	3.92	7.50	3.04	0.68	12.77	4.90	7.87	4.18	1.13
26 週	12.20	4.64	7.56	3.10	0.70	13.26	5.06	8.20	4.51	1.22
1 年	13.62	5.64	7.98	3.52	0.79	13.78	5.30	8.48	4.79	1.30

3.3.9 凍結融解試験

ASTMC-290による水中促進試験方法に従った。凍結融解サイクルは $-18^{\circ}\text{C} \sim +4^{\circ}\text{C} / 4 \text{ hr}$ である。コンクリートは成形後2週間水中養生して0サイクルの動弾性係数と重量を測定した。

試験結果を表-3.20に示す。

- 1) 碎石コンクリート（配合AとB）およびクリンカーコンクリート（配合C）とも250サイクルまで全たく動弾性係数や重量の減少が認められなかった。

表-3.20 高強度コンクリートの凍結融解試験

サイクル	配 合 A			配 合 B			サイクル	配 合 C		
	動弾性 係数 10^4 kg/cm^2	動弾性 係数百 分率%	重量変 化百分 率 %	動弾性 係数 10^4 kg/cm^2	動弾性 係数百 分率%	重量変 化百分 率 %		動弾性 係数 10^4 kg/cm^2	動弾性 係数百 分率%	重量変 化百分 率 %
0	47.1	100	100	45.0	100	100	0	51.3	100	100.0
9	46.7	99.0	100.0	44.5	98.9	100.0	73	53.2	103.8	100.1
26	46.5	98.5	100.0	44.6	99.1	100.0	150	52.9	103.1	100.2
46	46.8	99.2	100.0	44.8	99.6	100.0	197	52.2	101.8	100.2
72	46.2	97.9	100.1	45.4	100.9	100.1	223	51.3	100.0	100.2
101	47.8	101.3	100.1	45.0	100.0	100.1	268	51.3	100.0	100.2
140	47.3	100.2	100.1	46.2	102.7	100.1				
201	46.5	98.5	100.1	46.0	102.2	100.1				
253	48.7	103.2	100.1	48.7	108.2	100.1				

3.3.10 断熱温度上昇

早強セメントと碎石を用いた配合A ($C=500 \text{ kg/m}^3$)、配合B ($C=700 \text{ kg/m}^3$)ならびに早強セメントとクリンカー粗骨材を用いた配合C ($C=500 \text{ kg/m}^3$)に関してコンクリートの断熱温度上昇試験を行なった。なお配合Aでは早強セメントの他に普通セメント、中庸熱セメント、B種フライアッシュセメントについても試験した。

試験に用いたセメントの品質を表-3.21にまたコンクリートの配合および圧縮強度を表-3.22に示す。これら各種セメントを用いたコンクリートの強度特性については2章に述べている。

試験装置の概要は図-3.10、写真-3.4に示すものである。コンクリート試料(1)を投入した直径28cm、高さ28cmの亜鉛引き鉄版製容器を空気層を介して銅製密閉缶内に保持し、更に銅缶外周を水の層(2)で囲んだ防水箱からできている。

装置のメカニズムは水温を常にコンクリートの上昇温度に追従させる為のヒーターと水温の均一性を保持する為の攪拌機を内蔵しており、ヒーターのON、OFF操作はコンクリート試料および水中に埋設した温度コントローラー用测温抵抗管(3、4)端子を温度コントローラーに連結して自動温度調節機の作動により行なった。同調節機の作動原理はコンクリート試料と水の間に温度差が生ずれば機内のマグネットが作用しヒーターのON回路、温度差がなくなれば、OFF回路となる。

上昇温度監視の為にコンクリート試料ならびに水中に埋設した銅コンスタンタン熱電対(6)による電子管式自動電位差記録計(5mV、6打点)の記録によれば、温度管理は感度 $\pm 0.5^{\circ}\text{C}$ 以内の精度であった。

コンクリートの経時上昇温度は、水温(2)の経時温度を水銀温度計で読み、この値と記録計の記録とを検討して最終的

に図-3.11に示す断熱温度上昇曲線を求めた。経時上昇温度は表-3.23に示す。

なお、コンクリートの上昇温度が大きくて自動温度調節機用ヒーター（500W）のみでは能力不足のときは別に内蔵した手動式ヒーター（1000W）も併用し、さらに配合Bあるいは配合Cの場合には投込ヒーター（1000W）をも用いた。

- 1) セメント量 $500\text{kg}/\text{m}^3$ を用いたクリンカーコンクリート（配合C）の断熱温度上昇はセメント量 $700\text{kg}/\text{m}^3$ の碎石コンクリート（配合B）に近い値となった。
- 2) セメントの種類別では当然のことながら中庸熱セメントコンクリートが最っとも低い断熱温度上昇を示した。次いでフライアッシュB種普通セメントの順であり、早強セメントコンクリート（配合A）が極めて高い値を示した。

表-3.21 断熱温度上昇試験に用いた各種セメントの性質

項 目 種 別	比 重	粉 末 度		凝 結			強 さ (kg/cm^2)					
		ブレン値 (cm^2/g)	88 μ 残 分 (%)	水 量 (%)	始 発 (h-m)	終 結 (h-m)	曲 げ			圧 縮		
							3 日	7 日	28 日	3 日	7 日	28 日
早 強	3.13	4.400	0.4	30.1	2-02	2-53	50.8	65.5	84.8	226	345	475
普 通	3.17	3.310	1.2	25.8	1-44	2-24	33.1	47.8	72.9	135	223	415
中 庸 熱	3.20	3.190	1.4				28.0	40.2	60.9	111	170	348
フライアッシュB	2.97	3.120	1.9	27.8	3-13	4-27	27.4	41.3	61.0	100	183	378

項 目 種 別	化 学 成 分 (%)										諸 係 数		
	lg.loss	insol	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	Total	F-CaO	SM	IM	HM
早 強	0.9	0.1	20.7	5.0	2.9	66.4	1.1	2.8	99.9	1.4	2.6	1.7	22.5
普 通	0.6	0.0	22.3	5.5	3.3	64.8	1.4	1.7	99.6	1.3	2.5	1.7	20.5
中 庸 熱	0.6	0.1	23.8	4.0	4.0	65.0	1.0	1.5	100.0	0.4	3.0	1.0	20.1
フライアッシュB	0.9	9.2	21.0	5.6	3.0	57.5	1.3	1.3	99.8	0.8	-	-	-

表-3.22 断熱温度上昇試験に用いたコンクリートの配合と強度

配 合	セメント の種別	水セメント比 W/C (%)	骨材最大寸法 (mm)	砂 率 S/a (%)	単 位 重 量 (kg/m^3)					圧縮強度 kg/cm^2	
					セメント C	水 W	減水剤 Mt	細骨材 S	粗骨材 G	7 日	28 日
A	HPC	31.0	20	30	500	155	7.5	532	1,168	775	888
A'	NPC	31.0						535	1,227	564	743
	MPC	31.0						533	1,222	545	786
	FPC	31.0						538	1,240	503	730
B	HPC	26.0			700	185	10.5	457	1,044	828	981
C	HPC	※31.0			500	205	7.5	535	※1,272	844	944

HPC 早強ポルトランドセメント ※ クリンカーは絶乾状態のもの、W/Cはクリンカー吸水量を考慮した推定値
NPC 普通ポルトランドセメント
MPC 中庸熱ポルトランドモメント
FPC フライアッシュB種セメント

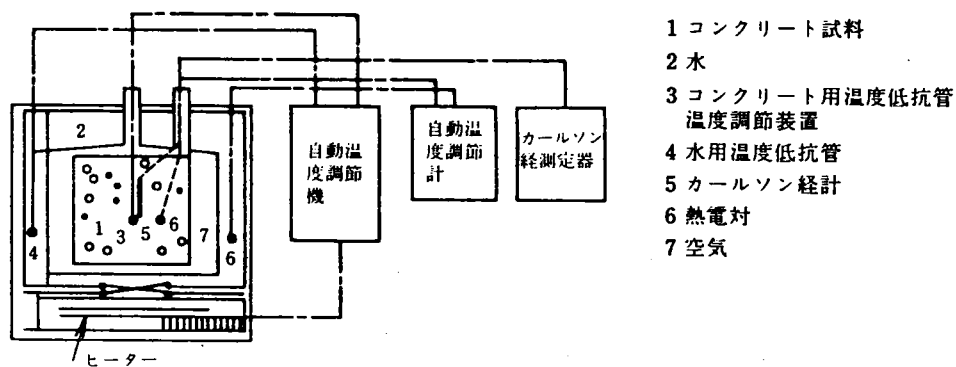


図-3.10 断熱温度上昇及熱膨張係数測定装置略図

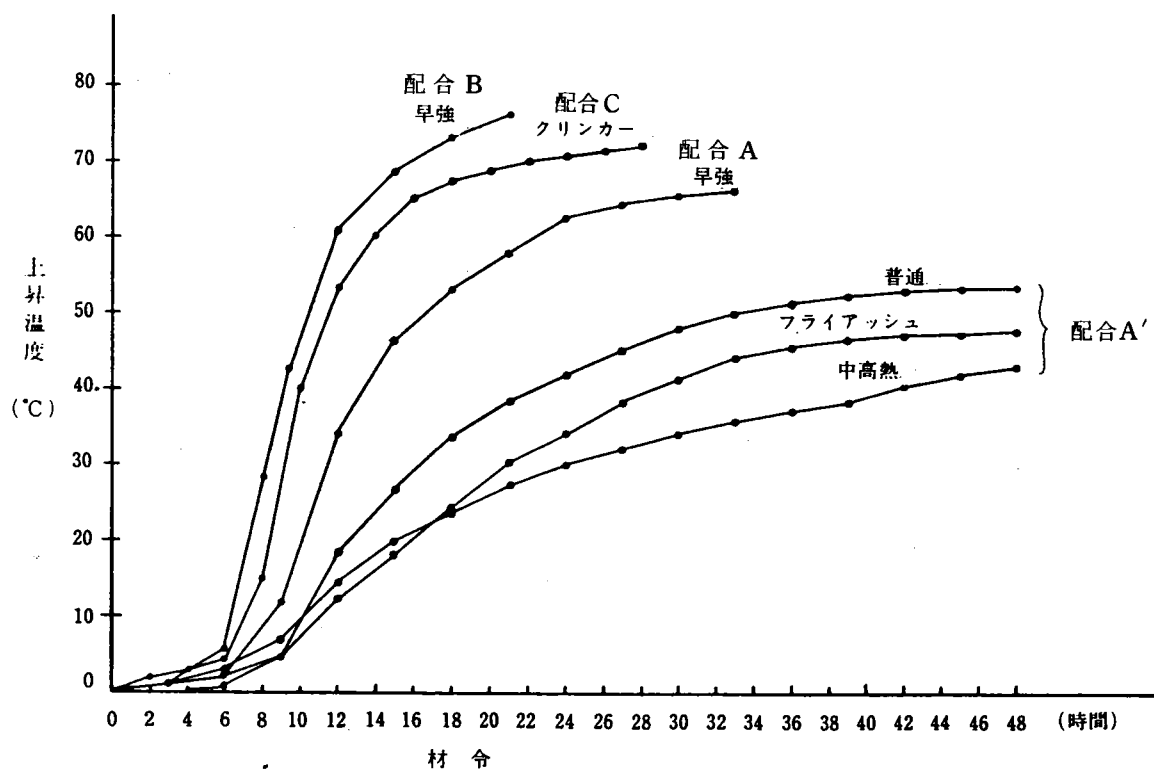
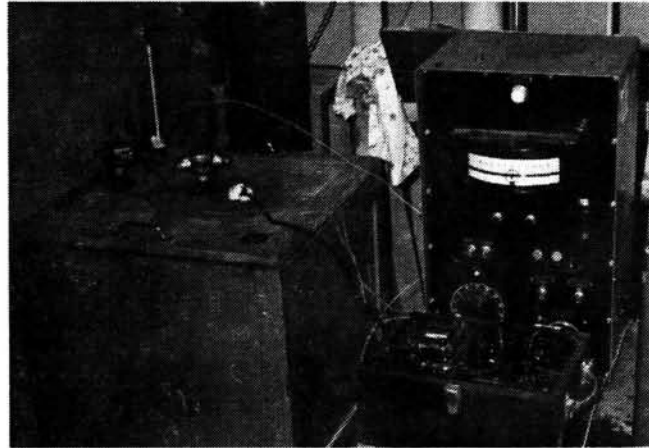


図-3.11 上昇温度測定結果

表-3.23 高強度コンクリートの断熱温度上昇試験結果

配合	セメント 種別	スラン プ (cm)	練り上げ 温度 (℃)	上 昇 温 度 (℃)																
				hr 3	6	9	12	15	18	21	24	27	30	33	36	39	42	45	48	72
A	HPC	23	21.5	0.8	2.6	11.8	34.0	46.6	53.3	58.1	62.4	64.3	65.8	66.2						
	NPC	20	21.5	0.3	1.0	4.7	18.5	26.8	33.7	38.5	42.0	45.0	47.9	49.8	51.5	52.6	53.0	53.6		
	MPC	16	20.5	1.5	3.0	7.1	14.5	19.7	23.5	27.1	29.8	32.0	34.0	35.8	37.3	38.5	40.5	42.0	43.0	47.4
	FPC	21	22.0	1.0	2.3	4.5	12.3	18.2	24.4	30.2	34.2	38.1	41.7	44.3	46.6	48.4	49.7	47.8		
B	HPC	23	22.2	1.1	5.8	42.6	60.8	68.9	73.0	76.1										
C	HPC	15	21.7	1.5	4.8	10.0	54.1	63.0	67.9	70.0	71.5	72.6	73.5							

写真- 3.4 断熱温度上昇試験装置



3.3.11 熱膨張係数

コンクリートの熱膨張係数は図- 3.1 0 に示すコンクリート試料にカールソン歪計（計器長 1 0 0 mm）を鉛直方向に埋設して断熱温度上昇試験を利用して求めた。

表- 3.2 4 は配合 A、B、C の測定結果である。これらの値はコンクリートが硬化し安定したと思われる温度降下時のひずみと温度変化の関係から算出した。

表- 3.2 4 高強度コンクリートの熱膨張係数

配 合	熱膨張係数 $10^{-6}/^{\circ}\text{C}$
A	10.75
B	12.00
C	13.00

3.3.12 比熱

配合 A、B および C のコンクリートの比熱を測定した。装置の概略を図- 3.1 2 および写真- 3.5 に示す。試験は 2 0 $^{\circ}\text{C}$ の恒温室で行なった。

コンクリート試料は 1 4 日間水下標準養生した内径 5 cm、外径 1 5 cm、高さ 3 0 cm の中空円筒供試体を用いた。

水中(4)に供試体、棒管状ヒーター(2)および攪拌翼(3)をセットした後、水温読み取り用 0.1 $^{\circ}\text{C}$ 読み精度の水銀温度計(5)、供試体および水温用の銅コンスタンタン熱電対(6)、自記電位差記録計等を図- 3.1 2 のように配置した。

各測定器の先端は供試体高さの中点に位置するように留意し、水温は上、下部に温度差の生じていないことを予め確認した。図- 3.1 2 の A、V は電流計と電圧計であり、電気回路にスタビライザを挿入して電圧、電流が計器最小目盛 0.5 V、0.0 0 1 A 以内の変動範囲に収まるよう測定精度を確保した。

比熱測定の原理

供試体を囲む水にヒーターで熱量 Q を与え水温を上昇させると供試体の温度もこれに追従して上昇する。この時の供試体の比熱は一般に下式から求められる。

$$Q_E = \int_{t_i}^{t_{i+1}} (C_1 M_1 + C_2 M_2) dt \dots\dots\dots (1)$$

ここに Q_E は供試体及び水の得た熱量 (cal)

C_1 、 C_2 は、供試体及び水の比熱 (cal/gr \cdot $^{\circ}\text{C}$)

M_1 、 M_2 は、供試体及び水の重量 (gr)

t 、 $t + 1$ は時間 t 、 $t + 1$ における温度 ($^{\circ}\text{C}$)

ヒーターによる熱量 Q は下式により求まる。

$$Q = AVJt \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここに Q はヒーターの全発熱量 (cal)

A 、 V は電流(アンペア)、電圧(ボルト)

J はジュール熱係数で0.8599 (Kcal/AV)

t は継続時間 (hr)

供試体および水に与えられる有効熱量 Q_E は

$$Q_E = Q - Q_L \quad \dots\dots\dots (3)$$

ここに Q_L は装置固有の損失熱量

供試体に与えられる有効熱量 Q_C は

$$Q_C = Q_E - Q_W \quad \dots\dots\dots (4) \quad \text{から求まる。}$$

ここに Q_W は水に与えられた有効熱量で、

$$Q_W = W_W \cdot C_W (t_{i+1} - t_i) \quad \dots\dots\dots (5)$$

以上の関係から最終的に供試体の比熱は下式から求まる。

$$C_C = Q_C / W_C (t_{i+1} - t_i) \quad \dots\dots\dots (6)$$

ここに W_C 、 W_W は供試体および水の重量 (gr.)

C_C 、 C_W は供試体および水の比熱 (cal/gr.°C)

以上の方法により求めた配合A、BおよびCの比熱を表-3.25に示す。

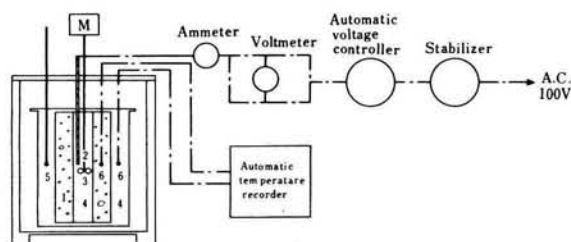


図- 3.12 比熱測定装置の概略図

1. コンクリート供試体
2. ヒーター
3. 攪拌機
4. 水
5. 熱電対
6. 熱電対

写真- 3.5 比熱測定装置



表- 3.25 高強度コンクリートの比熱

配 合	比熱 (cal/gr.°C)
A	0.250
B	0.255
C	0.258

3.3.13 熱拡散率

試験は、直接測定法であるグローバーの水中冷却方法で行なった。供試体を温水槽中で内部温度が均一に上昇するように $6\text{ }^{\circ}\text{C/hr}$ で約 $50\text{ }^{\circ}\text{C}$ まで（ローリーの温度調整器でこの温度レベルをセット）徐々に暖めた後、これを定常冷却水中に浸し、直ちに供試体中心温度の経時変化を2分間毎に測定した。

温水、冷却水は常に攪拌機によって温度の均一をたもち、測定中の定常冷却の温度は氷塊を投じて定常温度を保った。

用いた供試体はA、BおよびC配合コンクリートを14日間水中養生したもので、直径 15 cm 、高さ 30 cm のコンクリートの円筒中心部に $0.1\text{ }^{\circ}\text{C}$ 目盛の水銀温度計および銅コンスタンタン熱電対を埋設したものである。

試験装置は写真-3.6に示すものである。

熱拡散率測定の原理¹³⁾

円筒供試体の熱伝導の基礎方程式¹⁴⁾ を円筒座標 (r, ϕ, z) によって表わせば

$$\rho r C \frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial r} \left(K r \frac{\partial \theta}{\partial r} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(K r \frac{\partial \theta}{\partial z} \right) \quad \dots\dots\dots (7)$$

ここに ρ = コンクリートの比重 (kg/m^3)

C = コンクリートの比熱 ($\text{Kcal}/\text{kg } ^{\circ}\text{C}$)

r = 供試体の半径 (m)

K = コンクリートの熱伝導率 ($\text{Kcal}/\text{m hr } ^{\circ}\text{C}$)

θ = 温度 ($^{\circ}\text{C}$)

t = 時間 (hr)

コンクリートの比熱 C 、熱伝導率 K は実際温度レベルによりわずかに変化を示すが、この変化を(7)式中の C および K に導入すると、同式は数学的に極めて困難となるので、 C 、 K とも常数であるとすれば(7)式は

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = h^2 \left(\frac{\partial^2 \theta}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial \theta}{\partial r} + \frac{\partial^2 \theta}{\partial z^2} \right) \quad \dots\dots\dots (8)$$

とおきかえられる。

ここに $h^2 = K/C\rho$ (9) とし h^2 = 熱拡散率 (m^2/hr) である。

試験供試体中心における

境界条件として $r = 0$ 、 $z = \ell/2$ 、 $\ell = 2D$

初期条件として $t = 0$ において

$$\theta = \theta_0 \quad (r < D/2 \quad 0 < z < \ell)$$

を考慮し、所定の境界条件で(8)式を解けばその一般解は、

$$\theta = \frac{8}{\pi} \cdot \theta_0 \left[\sum_{n=1,3,\dots}^{\infty} \frac{1}{n} \exp \left(-\frac{n^2 \pi^2}{4} \cdot \frac{h^2 t}{D^2} \right) \right] \left[\sum_{n=1,3,\dots}^{\infty} -\frac{1}{x_n J_0'(x_n)} \cdot \exp \left(-4 x_n^2 \frac{h^2 t}{D^2} \right) \right] \quad \dots\dots\dots (10)$$

であり

$$F(x) = \frac{8}{\pi} \left[\sum_{n=1,3,\dots}^{\infty} \frac{1}{n} \exp \left(-\frac{n^2 \pi^2}{4} \cdot x \right) \right] \left[\sum_{n=1,3,\dots}^{\infty} -\frac{1}{x_n J_0'(x_n)} \cdot \exp \left(-4 x_n^2 \cdot x \right) \right] \quad \dots\dots\dots (11)$$

とすれば

$$h^2 = \frac{D^2}{t} \cdot F^{-1}(\theta/\theta_0) \quad \dots\dots\dots (12)$$

なる関係が与えられる。

ここに $J_0(X_n)$: 零次 Bessel 函数 $J_0(X)$ の導函数

$X_n : J_0(X)$ の n 番目の根

よって函数 $F(x)$ に関する米国開拓局の詳細な数値計算表¹³⁾ を利用して供試体中心の冷却試験時温度変化から熱拡散率が容易に推定できる。

図-3.13に配合A、BおよびCの測定結果を示す。

写真-3.6 熱拡散測定装置

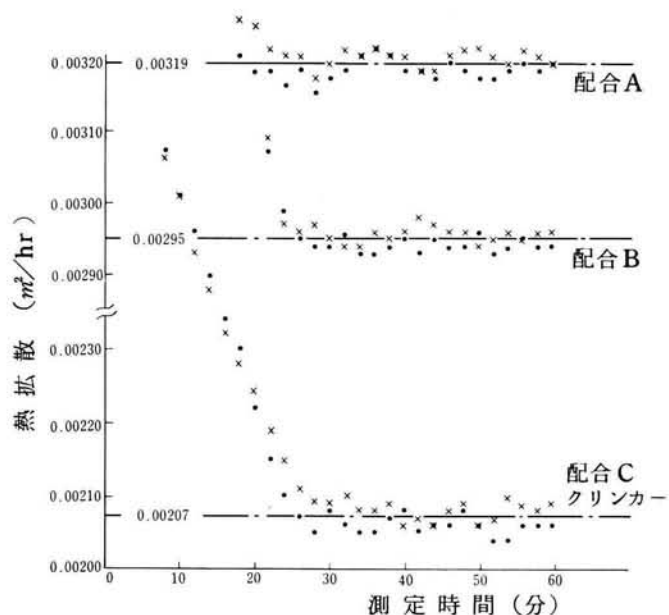
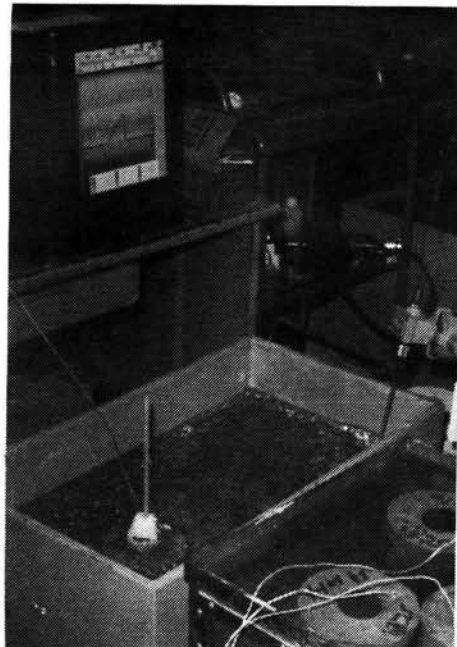


図-3.13 高強度コンクリートの熱拡散測定結果

3.3.14 熱伝導率

配合A、BおよびCのコンクリートについて図-3.14、写真-3.7の装置を用いて熱伝導率を測定した。

コンクリートの供試体は14日間水中養生したもので外径15cm、内径5cm、高さ30cmの中空円筒体である。供試体の上下端面を厚さ5cmのコルクによる断熱材層(5)にてシールし、熱の流出を断ち水槽中(6)に浸した。

供試体内孔には、既知熱量を与える500Wの細い円筒状ヒーター(2)、内部温度を均一に保つ攪拌翼(4)および0.1℃読みの水温測定用水銀温度計をセットした。なお、外部水槽の温度を均一に保つための攪拌機も用いた。

熱伝導率測定の原理

供試体に内孔から既知熱量を与え、軸と直角方向の放射状定常熱流を生ぜしめ、供試体内孔壁の温度との勾配が定常状態である時の内外の温度差を測定する。

発熱体の単位時間あたりの発熱量が放射状熱量速度に等しいとし、供試体上下端面からの熱流出および軸方向の温度変化を無視すれば、内径 a cm、外径 b cm、長さ l cmの中空円筒供試体の熱伝導率 K は次式から求まる。

$$K = \frac{q \log_e(b/a)}{2\pi l(\theta_a - \theta_b)} \quad (\text{Kcal/m hr } ^\circ\text{C}) \quad \dots\dots\dots (13)$$

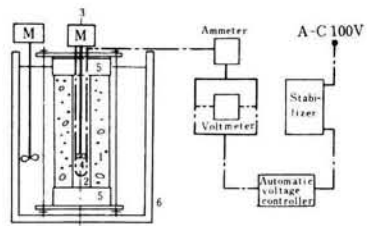
ここに $q = AVJt$ (J はジュール係数 0.8599、 t は時間 hr)

θ_a 、 θ_b は供試体内外部の温度差 ($^\circ\text{C}$)

発熱体の単位時間発熱量 q は電流計 A (0.01A) と電圧計 (0.5V) の読みから算出する。

配合A、BおよびCコンクリートの熱伝導率の測定結果を表-3.26に示す。

写真-3.7 熱伝導率測定装置



- 1. 中空円筒供試体
- 2. ヒーター
- 3. 水銀温度計
- 4. 攪拌機
- 5. 断熱材
- 6. 水の容器

図-3.14 熱伝導率測定装置の概略図

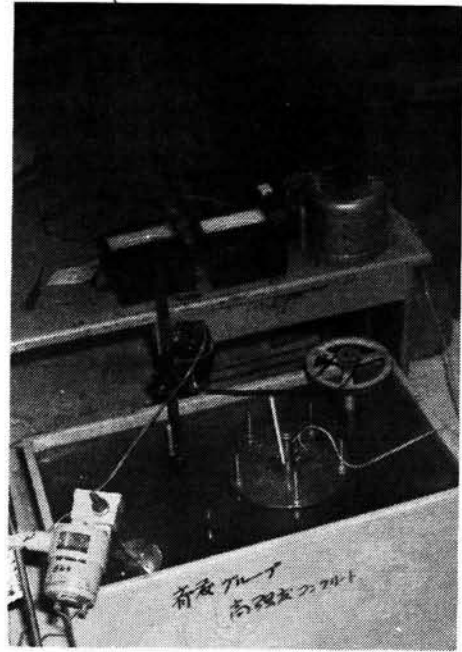


表-3.26 熱伝導率測定、計算結果

種別	項目	供試体寸法 (cm)			$\log_e \frac{b}{a}$	測定値				Ta-Tb (℃)	熱伝導率 Kcal/mhr℃
		内径 (a)	外径 (b)	高さ (L)		電流 (A)	電圧 (V)	内部温度 Ta ℃	外部温度 Tb ℃		
配合 A	1	5.4	15.0	30.0	1.02	1.22	25.0	28.80	21.40	7.40	1.92
		"	"	"	"	1.48	30.2	33.60	22.90	10.70	1.94
	平均										1.93
	2	5.4	15.0	29.8	1.02	1.23	25.2	29.10	21.65	7.45	1.92
		"	"	"	"	1.46	29.7	33.60	23.20	10.40	1.94
	平均										1.13
配合 B	1	5.4	15.0	29.9	1.02	1.25	25.4	32.00	23.65	8.35	1.77
		"	"	"	"	1.50	30.4	37.70	26.70	11.70	1.81
	平均										1.79
	2	5.4	15.0	30.0	1.02	1.23	25.2	32.00	23.70	8.30	1.73
		"	"	"	"	1.48	30.1	37.00	25.25	11.75	1.77
	平均										1.75
配合 C	1	5.4	15.0	29.8	1.02	1.23	25.2	33.60	22.80	10.80	1.33
		"	"	"	"	1.49	30.2	38.45	23.00	15.45	1.36
	平均										1.34
	2	5.4	15.0	30.0	1.02	1.23	25.2	36.56	25.63	10.93	1.32
		"	"	"	"	1.48	30.1	41.65	26.30	15.35	1.35
	平均										1.34

熱伝導率 $K = \frac{0.8599 AV \log_e (b/a)}{2\pi L (Ta - Tb)}$ (Kcal/mhr℃)

3.3.15 熱特性のまとめ

コンクリートの熱特性値として比熱、熱拡散率、熱伝導率を各れも米国開拓局試験法に準拠して求めた。

しかし試験装置類に各々多少の修正、変更を施したものをを用いたので試験結果の信頼性と精度については充分検討する必要がある、比熱、熱拡散率、熱伝導率はすべて直接方法により求めることにした。

また測定値の信頼性を確認するために、熱伝導率＝熱拡散率×比熱×比重 ($K = h^2 C \rho$) なる関係を利用して表－3.27に各々の特性値について2つの実測値と1つの計算値を示した。それぞれの平均値は実測値と計算値が2対1の割合で影響を与えるように配列したものである。

結果として実測値、計算値、平均値の間に大きな矛盾はなく精度も充分なものであるとの確信を得た。

最後に早強セメントと碎石を用いた配合A ($C = 500 \text{ kg/m}^3$)、配合B ($C = 700 \text{ kg/m}^3$) ならびに早強セメントとクリンカ粗骨材を用いた配合C ($C = 500 \text{ kg/m}^3$) のコンクリートの熱特性値を表－3.28に一覧する。

表－3.27 熱特性値の測定値と計算値

種別	項目	比 熱 C (kcal/kg)	熱 拡 散 率 h^2 (m^2/hor)	熱 伝 導 率 K (kcal/m hor °C)	密 度 ρ (kg/m ³)
配合 A		(0.247)	0.00318	1.93	2453
		0.256	(0.00309)	1.93	2453
		0.246	0.00320	(1.93)	2453
平 均 値		0.250	0.00316	1.93	2453
配合 B		(0.253)	0.00294	1.79	2404
		0.254	(0.00287)	1.75	2404
		0.255	0.00296	(1.81)	2404
平 均 値		0.254	0.00292	1.78	2404
配合 C (クリンカー)		(0.260)	0.00206	1.34	2500
		0.258	(0.00208)	1.34	2500
		0.258	0.00208	(1.34)	2500
平 均 値		0.259	0.00207	1.34	2500

()内は $K = h^2 C \rho$ から計算した値

表－3.28 温度特性値試験結果

種別	項目	比 熱 (kcal/kg)	熱 拡 散 率 (m^2/hor)	熱 伝 導 率 (kcal/m hor °C)	コンクリートの比重 (kg/m ³)
		0.251	0.00319	1.93	2453
配合 B		0.254	0.00295	1.77	2404
配合 C		0.258	0.00207	1.34	2500

3.4 クリンカー骨材コンクリートの問題点と解決方法

3.4.1 クリンカー骨材コンクリートの膨張破壊現象

セメント用クリンカーを骨材とした高強度コンクリートについて研究していたところ、材令1カ月や3カ月の水中養生ではなんら異状の認められなかったコンクリート供試体が6カ月あるいは1年といった長期材令になるとコンクリート供試体の一部分がポップアウトして破損したり、あるいは供試体が完全に膨張破壊してしまうものがあることを発見した。

これら膨張破損した供試体を観察してみるとポップアウトあるいは膨張ひびわれの起点に骨材として用いたクリンカーあるいはアンザツが必らず存在した。

なお、アンザツとはキルンあるいはサイクロン内の耐火レンガの上に付着生成するクリンカー層で、セメントクリンカーの組成と同様なもの、多量の CaO を含む層および炭酸塩、硫酸塩を含む層などがあり、一般にアンザツまたはコーチングと呼ばれている。

クリンカー骨材コンクリートの膨張破壊現象がクリンカーあるいはアンザツ中の遊離石灰（フリーライム）の含有量に寄因することが容易に想像できたので以下に示す2つの実験を行なった。

その結果、骨材として用いる個々のクリンカー粒の遊離石灰の含有量を1.5%以下にすればコンクリートの膨張破壊現象が起きないことを確認した。

3.4.2 遊離石灰含有量の異なる試製クリンカーによる実験

普通ポルトランドセメント製造用調合原料に水を加えて径約1.0mmの球に成形し、乾燥後その30個ずつを白金皿に入れて電気炉で種々の温度および時間で焼成し、遊離石灰含有量の異なる10種のクリンカーを試製した。なお、個々のクリンカーの遊離石灰含有量のバラツキを少なくするために、焼成の途中で電気炉より試料を取り出し、かきまぜて再び焼成する方法をとった。このようにして焼成したクリンカーは同時に焼成したものの個々の粒の遊離石灰含有量のバラツキの巾は0.1%以内であった。

このようにして、同時に焼成したクリンカー試料30個につき、次の3種の試験を行なった。

まず、5個のクリンカーは微粉碎し、セメント協会標準試験方法CAJSI-01-1971により遊離石灰含有量を測定した。

また、10個のクリンカーはオートクレーブに収容して約10気圧（約180℃）に12時間保持した後、各クリンカー粒のオートクレーブ処理前後の外観の変化を観察し、膨張により破損ないし破壊したものの個数を数えた。

そして、残りの15個は1:2モルタル3本に5個ずつ埋め込み、この供試モルタルの1本は20℃の水中で1年間養生し、他の2本はオートクレーブに収容し最高10気圧（約180℃）に12時間保持して養生、各供試体の養生前後の外観の変化を観察した。

上記のモルタルにクリンカーを埋め込んだ供試体は、まず普通ポルトランドセメントと相馬砂を重量比1:2とし、水セメント比35%のモルタルをJIS R 5201に準じて4×4×16cmの型枠に約1/2までつめて突き固め、このモルタルの上にクリンカーを5個ずつ等間隔におき、ついでモルタルを型枠の上端まで詰め、突き固め、上面をならし、成形後20時間で脱型した。

これらの試験結果を表-3.29に示す。表中で養生前と後で全く変化の認められないものを「○」、ひびわれの発生ないし破損、破壊したものを「×」として示した。

試験結果によると各供試体の養生前後の外観変化すなわち安定性は、供試体の形状（クリンカー粒単味、クリンカー埋め込みモルタル）、養生方法（オートクレーブ、水中）にかかわらず、クリンカーに含有する遊離石灰量と密接な関係があり同様の傾向を示した。

すなわち、遊離石灰含有量が1.5%以下と少ない粒（試料No.5～10）では、クリンカー埋め込みモルタルは養生条

件にかかわらず何れも何らの変化も見られず安定であり、クリンカー粒単味のものも全て変化なく安定であった。しかるに遊離石灰含有量が1.7%以上と多い粒（試料№1～2）では、クリンカー粒単味のものは全てが膨張破壊しており、クリンカー埋め込みモルタルはひびわれが発生したりあるいは膨張破壊しており安定性に欠けることを示した。そして、遊離石灰含有量が1.54～1.64%の粒（試料№3～4）では養生方法によって差があり、オートクレーブ養生のものは破壊していたが水中養生のものは安定であった。

また、養生方法について比較するとオートクレーブ養生（約10気圧で12時間保持）は水中養生（20℃－1年間）よりも苛酷な養生条件であることを示した。さらに、クリンカー粒単味のオートクレーブ養生とクリンカー埋め込みモルタルのオートクレーブ養生とはほぼ同様の傾向を示した。よってオートクレーブ処理は、遊離石灰含有量の比較的多く含有するクリンカーの長期における安定性、いいかえれば長期材令にて膨張破壊の危険性を推定するための促進養生方法に充分適用できる。

表－3.29 試製クリンカーの遊離石灰含有量とコンクリートの安定性

試製番号	遊離石灰含有量 (%)	モルタルの オートクレーブ養生	モルタルの 水中養生	クリンカー粒のオートクレーブ 養生、破損個数
1	1.82	×	×	10
2	1.71	×	×	10
3	1.64	×	○	10
4	1.52	×	○	5
5	1.47	○	○	0
6	1.32	○	○	0
7	0.84	○	○	0
8	0.51	○	○	0
9	0.32	○	○	0
10	0.11	○	○	0

3.4.3 工場製造クリンカーによる実験

製造様式を異にする焼成窯より、窯が安定していて良く焼き締められている時及び焼き締めが不十分な時に5～20mmのクリンカー50kgを一時に採取し、縮分してその中の2kgの個々の粒を微粉碎して遊離石灰含有量を測定し、次の2kgをそのままオートクレーブ（10気圧－180℃－12時間）処理し、次の2kgは石こうを加えて粉碎して平均の遊離石灰含有量を測定すると共にJIS-R-5201に従って安定性試験を行ない、残りのクリンカーを粗骨材としてコンクリート供試体を製造した。

コンクリートの配合は、普通セメント、川砂、クリンカーを使用し、単位セメント量500kg/m³、水セメント比30%、細骨材率30%、スランプ12cmのコンクリートとし、これを直径10cm、高さ20cmの円筒型枠に成形して供試体3個を作った。

この供試体の2個をオートクレーブに収容し、10気圧（180℃）に12時間保持して養生後、1個を20℃の水中にて1年間養生後、各供試体の養生前後の外観を観察した。

試験の結果を表－3.30に示す。同表中、個々粒の遊離石灰含有量の分布の項には各範囲に入る粒の重量割合を示し、クリンカー粒単味のオートクレーブ処理の項には処理によりひびわれなし破壊した粒の重量割合を示し、コンクリート供試体の外観観察の結果は養生の前と後で全く変化の認められないものを「0」、ひびわれの発生なし破壊したものを「×」として示した。

試験より次のことがわかった。

試験に供した16種類のクリンカー試料の平均遊離石灰含有量は0.12～1.84%の範囲である。これら16種のクリンカーより得られたセメントペーストについての煮沸法による安定性試験では16試料の全てが「良」であった。

各試料の個々粒の遊離石灰含有量の分布については、製造窯及び焼き締め具合によりかなりの違いがみられ、概して焼き締めの十分でない時に採取したものほど分布が広がる傾向がある。

クリンカー試料そのままをオートクレーブ処理した結果では、平均的セメント試料のJIS法による安定性は全ての試料が「良」であるのに対して、膨張によるひびわれなし破壊し、不安定を示す粒がある。この不安定性を示す粒の割合は遊離石灰含有量の多い粒の含まれる割合との間に高度の相関関係を示しており、試料平均の遊離石灰含有量とは必ずしも平行関係にない。

クリンカーを粗骨材として用いたコンクリートの安定性については、使用クリンカーの平均遊離石灰含有量により決まるのではなくて、上記クリンカー粒のオートクレーブ処理の結果と同様に遊離石灰を1.5%以上含有するような不安定なクリンカー粒がどの程度含まれていたかによって決まる。すなわち、例えば試料№13のように平均遊離石灰含有量が0.65%と比較的少ない試料であっても遊離石灰含有量1.5%以上の粒が全体の3%も含まれるコンクリート供試体では破壊が起こる。また、その逆に試料№9のように平均遊離石灰含有量が0.98%と比較的多い試料であっても、1.5%以上の粒が全体の1%以下であれば安定なコンクリートが得られる。

これらの試験結果は、クリンカーの平均試料についての遊離石灰含有量が少なく、JISによる安定性が良であっても、遊離石灰を1.5%以上含むような不安定な粒が全体の1重量パーセントを越えるクリンカーをコンクリートの骨材として用いる場合には、そのコンクリートは膨張による破損ないし破壊を起こす危険があることを示すものである。

また、いいかえると、平均試料についての遊離石灰含有量がある程度多くても、1.5%以上の遊離石灰を含有する粒が全体の1重量パーセント以下と少量であれば、安定なコンクリートが得られることを示すものである。

表-3.30 工場製造クリンカーの遊離石灰含有量とコンクリートの安定性

試料 №	クリンカ 製造窯	平 均 F-CaO	個々粒の F-CaO 量の 分布				セメント 安 定 性	※1 コンクリート オートクレーブ	※1 コンクリート 水中養生	※2 クリンカ粒 オートクレーブ
			1.0 以下	1.0～1.5	1.5～2.0	2.0 以上				
1	A	1.84%	1.0%	21.2%	59.2%	18.6%	良	×	×	82.5%
2	B	1.72	5.2	27.3	59.2	8.3	良	×	×	69.2
3	C	1.54	10.3	48.2	28.5	13.0	良	×	×	33.4
4	D	1.32	20.7	69.5	7.5	2.3	良	×	×	11.1
5	G	1.21	32.8	58.1	9.1		良	×	×	9.0
6	F	1.15	43.6	44.5	11.9		良	×	×	12.2
7	H	1.08	50.5	43.6	4.9		良	×	×	6.1
8	C	1.05	54.2	43.3	2.5		良	×	○	3.2
9	A	0.98	68.1	31.1	0.8		良	○	○	1.2
10	F	0.93	75.6	23.2	1.2		良	×	○	1.7
11	E	0.86	80.3	19.1	0.6		良	○	○	1.0
12	H	0.72	88.1	11.4	0.5		良	○	○	0.8
13	B	0.65	92.5	3.8	3.7		良	×	×	5.0
14	D	0.44	95.3	4.7			良	○	○	0
15	G	0.22	100.0				良	○	○	0
16	E	0.12	100.0				良	○	○	0

※1 全く変化の認められないもの0、ひびわれなし破壊したもの×

※2 オートクレーブ処理により、ひびわれなし破壊したクリンカー粒の重量割合

3.5 結 語

セメントマトリックスと骨材との界面の付着力を強化する手法として、ポルトランドセメント製造用のクリンカーをコンクリートの反応性骨材として用い広範囲の検討を行った本章の研究結果を要約するとつぎのとおりである。

- (1) セメントキルンから取り出されたクリンカーの24時間吸水は4～6%であるが、注水後1分以内に24時間吸水の90%程度含水する。
- (2) クリンカーの表乾比重は5mm以下の細骨材で2.75～2.90、5～20mmの粗骨材で2.63～2.70である。
- (3) クリンカー自体の強さを40ton破砕試験でみると、セメントキルンから取り出された時は良質な碎石骨材と人工軽量骨材の中間程度である。しかし吸水が進むにつれてクリンカー自体の水和が進むためか強度が増進し材令28日には良質な碎石に匹敵するほどになる。
- (4) 1日以上プレウェットして吸水させたクリンカーを骨材としてコンクリートに用いると材令28日で15%、材令1日で25%以上プレウェットしないクリンカーを用いたコンクリート強度より小さい。
- (5) 粗骨材としてクリンカーを用いたセメント量500kg/m³のコンクリートの材令28の圧縮強度は94.4kg/cm²、引張強度は6.5kg/cm²、曲げ強度は13.5kg/cm²であった。特に曲げ強度が大きい。
- (6) クリンカーコンクリートの材令1日圧縮強度は63.9kg/cm²ときわめて大きな値となった。
- (7) クリンカーコンクリートの静弾性係数は圧縮強度90.0～1,00.0kg/cm²で4.50～5.00×10⁵kg/cm²となり概ね碎石コンクリートの同一強度での静弾性係数より1.0×10⁵kg/cm²大きい。
- (8) クリンカーコンクリートの乾燥収縮は材令4週で2.9×10⁻⁴、材令1年で5.5×10⁻⁴となり碎石を用いた高強度コンクリートの7割程度であった。
- (9) クリンカーコンクリートは凍結融解に対して250サイクルまで全たく動弾性係数や重量の減少が認められなかった。
- (10) 早強セメント500kg/m³を用いたクリンカーコンクリートの断熱温度上昇は73.5℃であり早強セメント700kg/m³を用いた碎石コンクリートに匹敵した。
- (11) 上記クリンカーコンクリートの熱膨張係数は13.0×10⁻⁶/℃、比熱は0.258Kcal/kg、熱拡散は0.00207m²/hr、熱伝導率は1.34Kcal/m hr℃であった。
- (12) クリンカーコンクリートの問題点はクリンカーに基因してコンクリートが膨張破壊を引き起こす危険があることである。これを防止するためには遊離石灰含有量が1.5%以下のクリンカーを骨材として用いなければならない。

参 考 文 献

- 1) 岡田 清：高強度コンクリート、材料、Vol. 18, №187, Apr. 1969, pp. 267~274
- 2) 大塩 明：コンクリートの促進養生、建築技術、№252、Aug・1972、pp. 235~256
- 3) 西 晴哉、大塩 明、福沢公夫：オートクレープ養生したコンクリートの諸試験、セメント技術年報 XXX, 1971, pp. 237~241
- 4) Harris, A. J. : Ultra High Strength Concrete, Journal of PCI, Vol. 12, №1 Feb. 1967, pp. 53~59
- 5) Tentative Interim Report on High Strength Concrete, Journal of ACI, Proceedings, Vol. 64, №9, Sep. 1967, pp. 556~557
- 6) Berger, R.L. : Properties of Concrete with Cement Clinker Aggregate, Cement and Concrete Research, Vol. 4, №1, 1974, pp. 99~112
- 7) 渡辺 明、高山俊一、前原昭一郎：骨材にクリンカーを使用した高強度コンクリートについて、土木学会西部支部研究発表論文集、昭和49年2月、pp. 291~292
- 8) 近藤時夫、小柳 治、児玉和己：高強度コンクリートの諸特性と耐久性について、材料、第24巻、第260号 May. 1975, pp. 432~440
- 9) 斉藤鶴義、大塩 明、後藤義信：高強度コンクリートに及ぼす使用骨材の影響、第29回土木学会年次学術講演会講演概要集第5部、Oct. 1974, pp. 93~94
- 10) 大塩 明：セメントクリンカーを骨材に用いた高強度コンクリート、コンクリート工学、Vol. 14, №3, Mar. 1976, pp. 34~37
- 11) 斉藤鶴義、大塩 明 他：高強度コンクリート、小野田研究報告、第28巻、第95、1976, pp. 30~48
ならびに第28巻、第96号、1976, pp. 98~113
- 12) W. Shelton : Bearing Capacity of Concrete, Journal of ACI, Vol. 54, Nov. 1957, pp. 405~414
- 13) U.S. Bureau of Reclamation : Thermal Properties of Concrete, Boulder Canyon Project, Final Report Part III, Bull. 1, 1940, pp. 61~86
- 14) 堀 素夫：コンクリートの熱拡散率測定について、小野田研究報告、第7巻第26号、1955, pp. 282~292

第 4 章

高強度コンクリートの硬化促進に関する研究

第4章 高強度コンクリートの硬化促進に関する研究

4.1 緒 言

高強度コンクリートを得るためには水セメント比をできるだけ小さくする必要から非空気連行性の減水剤、いわゆる高性能減水剤を比較的多量添加し減水効果を高める手段が用いられている。この場合の減水剤はセメントに比較的多量添加しても凝結、硬化に影響をおよぼさないものが用いられるが、それでも多量添加するとセメントの凝結遅延傾向を示すことはまぬがれず、コンクリートのごく初期の強度の発現を低下させることが多い。

コンクリート製品工場にこの種の高強度コンクリートを適用する場合、脱型をできるだけ早期に行なうため、一般に常圧あるいは高圧蒸気養生の手段が用いられている。

本章は第一として高性能減水剤を用いた高強度コンクリートに塩化カルシウムをセメント重量に対して1%添加した場合と同等以上の硬化促進を示し、なおかつ長期強度を損なったり鉄筋を錆させる恐れのない硬化促進剤を見出すことを目的として行なった実験結果について述べる。次に第二として、これら促進剤を用いた高強度コンクリートの蒸気養生試験を行ない、促進剤が初期強度発現あるいは長期強度を損なわない範囲での前置養生時間への果たす影響等について実験的検討を実施した。

コンクリートの硬化促進の方法としては早強性セメントの開発とその利用、硬化促進をねらった混和材料の使用及び蒸気養生、電熱養生等の高温養生を挙げることができる。

セメントは普通ポルトランドセメント、早強ポルトランドセメント、超早強ポルトランドセメント (one-day cement) と進歩の速度を早め、1971年には超速硬セメント (one-hour cement) がジェットセメントとして市販され一応の頂点に到達した。

「促進剤とは、コンクリートの凝結時間を短縮し、早期の強度発現を促進するためにコンクリートに加える材料をいふ」とACI 212 委員会報告¹⁾のコンクリート用混和材料の使用指針に定義している。

促進剤に関する既応の研究としていくつか報告されている。

東大・建築材料研究室²⁾では30数種の薬品についてセメントに対する添加量を変えて凝結試験と強度試験を行なった。その結果、塩化カルシウム、炭酸カリ、硫酸ソーダ等が急硬あるいは早強剤としてよいとしている。

篠原、成富³⁾は塩化石灰、硫酸第二鉄、芒硝、珪弗酸ソーダ、苛性ソーダ、明ばん、水ガラスの9種類の薬品について凝結試験とモルタルでの強度試験を行なった。その結果、早期強度増進に重点をおき、長期強度を著しく低下せしめないという点からいえば、塩化石灰(3%まで)、硫酸第二鉄(3~5%)、芒硝(5%)の使用が有効である。しかし塩化石灰以外のものでは早期強度の増進に著しい効果を期待することはできないと報告している。

渡辺、鈴木、西⁴⁾は単糖類、高分子有機酸、6価アルコール、カルボン酸、トリエタノールアミンなどをセメントに対して1.0%添加すると注水後1時間程度までの水和が促進され、急結あるいは瞬結となりやすい。この理由はこれらの有機物がペーストの液相中に存在することにより、セメントから溶出した可溶性成分(CaO 、 Al_2O_3 、 Fe_2O_3 等)の液相中における平衡濃度が上昇し或いは、更に有機物がこれら溶出成分をともなって沈澱するため、液相中のこれら成分が不足勝ちとなり、液相が平衡状態に達するまでの間、セメントの水和が一時促進されるためであろうと報告している。

松田、下田、土屋、高橋⁵⁾はボウ硝 Na_2SO_4 混入セメントモルタルコンクリートに関して広範囲の実験を行なった。その結果、セメントの初期硬化を促進するが、材令が進むにつれて強さの増進が少なく無混入より強さは低下すること、また比較的初期の収縮率が無混入よりも小さく、塩化カルシウムに見られるような鉄筋の腐食を促進することはない。一方、普通セメントと安倍川産川砂利を使用したセメント骨材の潜在アルカリ反応試験ではボウ硝 Na_2SO_4 によりモルタルバーの膨張ひびわれが発生するという大きな欠陥を認めた。さらにボウ硝 Na_2SO_4 は白華の一成分であり、必

然的に著しい白華を発生する場合がある。したがってボウ硝 Na_2SO_4 をセメントの硬化促進剤として使用することは、異状膨張および白華発生面からきわめて危険性があると述べている。

村上、田中、小松⁶⁾はチオ硫酸カルシウム CaS_2O_3 は普通セメントのみならず早強セメントや高炉セメントに対しても凝結促進作用があり、しかも腐食試験の結果 CaCl_2 は錆の発生がみられたが CaS_2O_3 は発錆しなかったとして有効な促進剤としている。また有効と考えた硝酸カルシウム $\text{Ca}(\text{NO}_3)_2$ は発錆しなかったが凝結促進作用は認められなかったと報告している。

1964年に開催されたプレキャストコンクリートの硬化促進に関するRILEM国際会議にもいくつかの硬化促進剤について論文が提出され、河野清博士により紹介報告⁷⁾されている。

V.B.Ratinov ほか⁷⁾は硬化促進剤を3グループに分けてセメント鉱物の水和速度におよぼす影響を調べた。

Iグループは塩化カルシウムで代表される電解質の混和剤で、アルミネート相と反応してシリケート相の水和を促進する。なおさび止めには硝酸ナトリウムを使用する。IIグループは炭酸ナトリウム、炭酸カリなどで、 C_3A と反応してハイドロカーボアルミネートの結晶となり不溶性の化合物をつくり、同様にシリケートの水和を促進する。IIIグループはすでに完成された結晶の核 $(\text{C}_3\text{AH}_6)^5$ で、これを加え相平衡をくずして水和を進行する。なお混和剤の反応はセメントの品質によって多少異なることを考慮する必要がある。

G.N.Sivertsev ほか⁷⁾は硬化促進剤として CaCl_2 、 $\text{Ca}(\text{NO}_3)_2$ 、 K_2CO_3 、 NaOH 、 Na_3PO_4 、 $\text{Na}_2\text{S}_2\text{O}_3$ 、 NaNO_3 、 Na_2S 、 NaF および $\text{CaCl}_2+\text{Ca}(\text{NO}_3)_2$ 、 $\text{CaCl}_2+\text{CaSO}_4$ のような組合せたものを用いてコンクリートの物理的性質におよぼす影響について実験を行ない、混和剤には①クリンカー鉱物と反応して新しい固相をつくるもの、②触媒として水和を促進するものの2つの作用があることがわかった。

混和剤の使用により強度は明らかに大となるが、2種の混和剤を組合せて用いるとさらに効果を増す。なおコンクリートの密度が増し、空げきは小となる傾向がある。

Gy.Balazs⁷⁾は塩化カルシウムを用いて蒸気養生による硬化促進をさらに有効にすることを研究し、また最適添加量とかオートクレーブ処理の場合の影響についても調べた結果、塩化カルシウムは触媒として C_3S および C_2S の水和を促進し、オートクレーブ処理にも有効であること、ポルトランドセメントに対する最適量は0.6～1.0%で高炉セメントの場合多少値が高くなること、塩化カルシウムの使用により前養生期間が半分に、蒸気養生期間が短縮できること、ポルトランドセメントの場合最高温度を10～15℃低くできることがわかった。なお鉄筋の腐食を防止するためさび止め剤の併用が必要であろうと述べている。

実用化されているのは、塩化カルシウムだけといってよい。

しかしながら、塩化カルシウムには鉄筋の発錆の問題がある。土木学会のコンクリート標準示方書には、寒中コンクリートの項に「促進剤を用いるときは、責任技術者の承認を得なければならない」とされており、その理由として同解説では、促進剤が鉄筋に悪影響を与えるおそれがあるからとされている。

このほか、日本建築学会のJASS5には、混和剤として減水剤促進形、AE減水剤促進形において塩化カルシウムの使用が間接的に認められているが、これ以外には塩化カルシウムの使用は認められていない。

蒸気発生により短時間でコンクリートの強度を高めようとすると、前置時間を短くしたり温度上昇あるいは温度下降速度を急激にしたり、70℃以上の高温で養生することになる。このような蒸気養生工程をとると、コンクリートの短期脱型時強度は大きい、材令28日の長期強度は20℃水中の標準養生強度に比較して大幅に低下する。

この強度低下の原因には物理的要因と化学的要因とがある。物理的要因としては、コンクリートの熱膨張にともなう組織のルーズ化が考えられる。60℃～80℃の温度範囲で湿った空気、水、セメント硬化体の体質膨張は次のような値である。湿った空気： $4.000 \sim 9.000 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{m}^3\text{C}$ 、水： $5.20 \sim 6.20 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{m}^3\text{C}$ 、セメント硬化体： $4.0 \sim 6.0 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{m}^3\text{C}$ 。

水の容積膨張はセメント硬化体の約10倍であり、湿った空気はセメント硬化体の約100倍である。このため単位水量や空気量の多いコンクリートほどコンクリート内部に大きな膨張圧を生じ、ポーラスなコンクリートになって大きな強度低下をきたすことになる。

Alexanderson⁸⁾は、コンクリートの引張強度が気泡の膨張圧に耐えないとき、コンクリート組織がルーズになったり、ひびわれが発生して強度低下を起こすという考えに基づき実験を行った。図-4.1⁸⁾は水セメント比の異なるコンクリートに関して前置時間がコンクリートの永久体積膨張および材令28日の強度低下におよぼす影響を示したものである。図-4.1によると、蒸気養生中にひびわれが発生しなかったり、永久体積膨張が0.8%以下の場合には強度低下がほとんどなく、ひびわれが発生したり体積膨張が大きいと強度低下は50%にもなることがわかる。また水セメント比の小さいコンクリートほど前置時間が短くてすむ。

河野⁹⁾、Hanson¹⁰⁾らの研究でも前養生時間が短く、加熱速度がきわめて速い場合に、供試体側面にひびわれを観察しており、これはフレッシュコンクリート中の自由水の過度の膨張に起因していると述べている。またHanson¹⁰⁾の研究によると前養生時間は 5 ± 2 時間が最適で、前養生期間を長くしても結果的には通期時間を短くできるとしている。

Reinsdorf¹¹⁾は蒸気養生中のコンクリートの変形を測定し、前養生時間が長くなればなるほどコンクリートの熱膨張が小さくなることを確かめたMironovの実験結果を紹介するとともに、前養生期間はセメントの終結時間とるのがよいと述べている。

河野¹²⁾は促進剤の塩化カルシウムを用いたコンクリートの蒸気養生効果について実験を行い、脱型時の強度はかなり高くなりしかも前養生期間を1~2時間短縮することができるとしている。

蒸気養生の強度低下の化学的原因として初期の水和反応時に高温になると長期材令におけるセメントの水和がさまたげられるからであると考えられている。この理由は、高温時の水和生成物が末水和セメントの粒子の周囲に付着してシリケートの密な層をつくり、以後の水和を阻害するためである。¹³⁾

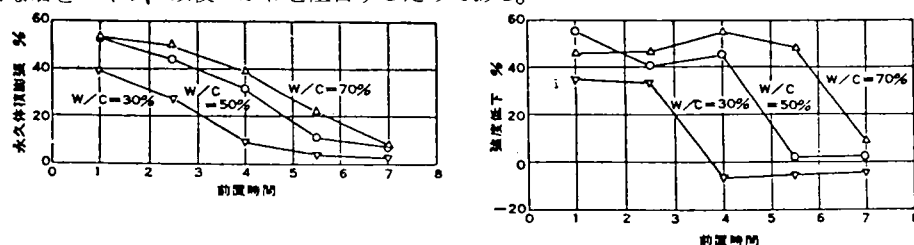


図-4.1 水セメント比の異なるコンクリートの前置時間が永久体積膨張および強度低下におよぼす影響

4.2 硬化促進剤の選定試験

4.2.1 試験の目的

高性能減水剤を用いた高強度コンクリートに塩化カルシウムをセメントの重量に対して1%添加した場合と同等以上の硬化促進を示し、なおかつ長期強度を損なったり鉄筋を錆させる恐れのない硬化促進剤を見い出すことを試験の目的とした。

4.2.2 試験方法と使用材料

試験は次の順序で行なった。

(1) 市販高性能減水剤のペースト凝結試験

高性能減水剤の添加量と凝結時間の関係の水セメント比30%の早強セメントペーストで試験した。また、この種減水剤に塩化カルシウムを併用した場合についても実験した。

(2) 促進効果が期待される薬品のペーストによる凝結試験

促進効果があると思われる20種余りの薬品に関して添加量を種々変えて水セメント比30%の早強セメントペースト

トで凝結試験を行った。試験の結果、塩化カルシウム1%使用の場合と同程度の促進効果があり、軟度や凝結過程などに異常が認められないものを選択した。

(3) モルタルのフローおよび圧縮強度発現試験

ペーストでの凝結試験の結果良好と思われる薬品に関して早強セメントと富士川の川砂を用いた水セメント比30%の1:2モルタルでフローおよび強度試験を行ない塩化カルシウムを1%添加した場合と同等以上の性能を示す薬品を選択した。

(4) コンクリートの強度発現および乾燥収縮

モルタルの試験結果から良好と思われる薬品に関し、水セメント比30%前後、スランブ5cmで早強セメント550kg/m³用いた高強度コンクリートのプロクター貫入抵抗試験、圧縮強度試験および乾燥収縮量の測定を行なった。圧縮強度試験は20℃成形で20℃水中養生と5℃成形で5℃水中養生について行なった。

(5) 自然電極電位による鉄筋の検討

コンクリートの試験結果から亜硝酸カルシウム(2%添加)、硝酸カルシウム(1%)およびギ酸カルシウム(2%)は塩化カルシウム(1%)と同等以上の促進効果を示した。また、これら薬品の鉄筋への錆に対する影響を自然電極電位の測定により判明した。

(6) 亜硝酸カルシウムを用いたペーストの発熱曲線と圧縮強度

(5)項までの試験結果から高強度コンクリートの硬化促進剤として亜硝酸カルシウムが塩化カルシウムに替るものとして最も優れていることがわかった。亜硝酸カルシウムの促進効果を確認するために早強セメントペーストにおける圧縮強度発現と水和熱の発熱状況を微少熱量計で測定した。

以上の実験に用いた主な材料は早強ポルトランドセメントと最大寸法20mmの鬼怒川産玉石砕石および富士川の川砂である。それぞれの化学的あるいは物理的性質を表-4.1と表-4.2に示す。

表-4.1 早強ポルトランドセメントの諸性質

項目 セメント の種別	比 重	粉 末 度		凝 結			強 度 (kg/cm ²)					
		ブレン	88μ	水 比	始 発	終 結	曲 げ 強 度			圧 縮 強 度		
		(m ² /g)	分 (%)				3 日	7 日	28日	3 日	7 日	28日
早 強	3.13	4,400	0.4	30.0	2-28	3-32	50.8	65.5	84.8	226	345	475

項目 セメント の種別	化 学 成 分 (%)									F-CaO (%)	諸 係 数		
	igloss	insol	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	total		SM	IM	HM
早 強	0.9	0.1	20.7	5.0	2.9	66.4	1.1	2.8	99.9	1.4	2.6	1.7	2.25

表-4.2 骨材の物理的性質

項目 種別	各 篩 通 過 百 分 率 (%)									粗粒率 F.M	比 重	吸水量 (%)	単位容積 重 (kg/m ³)
	20	15	10	5	2.5	1.2	0.6	0.3	0.15				
富士川砂				100	92.7	71.4	42.9	11.4	1.5	2.80	2.65	1.65	1,718
鬼怒川 玉砕	100	78.3	34.9	0						6.65	2.61	1.11	1,525

4.2.3 試験結果を考察

(1) 市販高性能減水剤のペースト凝結試験

水セメント比を30%の一定にした早強セメントペーストに高性能減水剤を添加量を変えて加え、20℃とホットコ

ンクリートを対象として40℃の恒温室でJIS R 5201の試験方法に準じて凝結試験を行なった。用いた混和剤は高分子芳香族スルホン化物系のマイテイ150 (MT)、多環アロマスルホン酸塩系のNL 1,400 (NL) およびメラミンスルホン酸系のメルメント (ML) の3種類である。

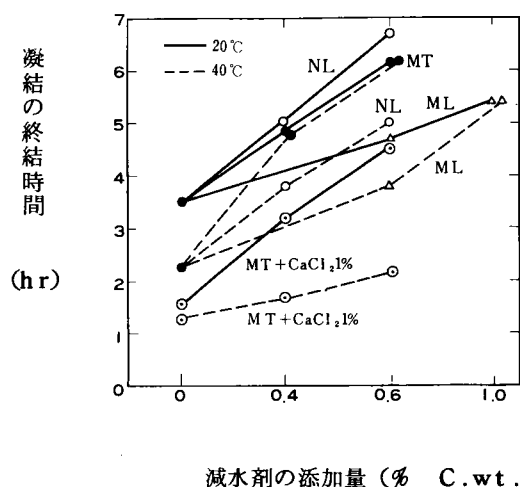


図-4.2 高性能減水剤の添加量と早強セメントペーストの終結時間

図-4.2に示した試験結果によるとどの混和剤も添加量に比例して凝結の終結時間が直線的に増大している。スラブ5cm以上で圧縮強度800kg/cm²以上の高強度コンクリートを得るためには上記混和剤を0.6%程度添加しなければならないが、MT、NLの終結時間は0.6%添加で無添加に比し20℃で約3時間、40℃で3～4時間遅延した。またMT 0.6%に塩化カルシウム1%を添加すると混和剤無添加のペーストの凝結時間に近づく。

なお、混和剤の添加量は固形分のセメント使用量に対する重量百分率である。

(2) 促進効果が期待される薬品のペーストによる凝結試験

文献等から選定した促進効果があると思われる20余種の薬品について水セメント比30%の早強セメントペーストの凝結試験を20℃で行なった。その結果を表-4.3に示す。

混和剤を用いないプレーン（試料№1）は始発が2時間28分、終結が3時間32分である。このプレーンペーストに高性能減水剤MT（№2）を加えると始発が4時間28分、終結が6時間9分に遅延し、さらに塩化カルシウム（№3）を1%併用するとプレーンの凝結時間に近づく、塩化カルシウム1%添加と同程度の凝結時間を促すものを薬品の選択基準とすると硫酸ナトリウム（№4）合格、炭酸マグネシウム（№5）はフローが出ないので不合格、ホルマリン（№6）不合格、トリエタノールアミン（№7）は添加量により不安定なので不合格、ギ酸カルシウム（№8）合格、蔞酸カルシウム（№9）不合格、酢酸カルシウム（№10）合格、エチレングリコール（№12）とマロン酸（№13）は終結後もかなり硬化状態を示さなかったので不合格、炭酸ナトリウム（№14）は時間的に不安定、アルミン酸ナトリウム（№15）はフローがでない、けい酸ナトリウム（№16）は水に溶解しにくい、けいふつ化ナトリウム（№17）は凝結時間が遅いのでそれぞれ不合格、α半水石膏（№18）、β半水石膏（№19）、無水石膏（№20）、アクリル酸カルシウム（№21）、硫酸カリ（№22）、亜硝酸カルシウム（№23）、硝酸カルシウム（№24）は合格、明ばん（№25）は水に溶解しにくいので不合格とした。

以上ペーストの凝結試験に合格したものは、塩化カルシウム（№3）C×1.0%のほか硫酸ナトリウム（№4）C×1.0%、ギ酸カルシウム（№8）C×1.0%、2.0%、酢酸カルシウム（№10）C×1.0%、α半水石膏（№18）C×5%、β半水石膏（№19）C×5%、無水石膏（№20）C×5%、アクリル酸カルシウム（№21）C×1.0%、硫酸カリ（№22）C×1.0、2.0%、亜硝酸カルシウム（№23）C×1.0、2.0%、硝酸カルシウム（№24）C×1.0%の10薬品であった。

表- 4.3 各種薬品を添加したペーストの凝結時間 (その1)

薬 品			混 和 剤 MT % C . w t .	凝 結 時 間	
№	名 前	添 加 量 % C . w t .		始 時 - 発 分	終 時 - 結 分
1	プ レ - ン	-	-	2 - 2 8	3 - 3 2
2	MT 単 味	-	0.6	4 - 2 8	6 - 0 9
3	塩 化 カ ル シ ウ ム $\text{CaCl}_2 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$	0.5	0.6	3 - 2 4	5 - 3 6
		1.0	0.6	2 - 5 8	4 - 3 7
		1.5	0.6	1 - 5 9	3 - 1 4
		2.0	0.6	1 - 4 2	2 - 4 1
4	硫 酸 ナ ト リ ウ ム Na_2SO_4	0.5	0.6	4 - 2 1	5 - 4 5
		1.0	0.6	3 - 2 6	4 - 5 9
		2.0	0.6	2 - 1 8	3 - 2 4
		4.0	0.6	2 - 0 3	3 - 2 0
5	炭 酸 マ グ ネ シ ウ ム MgCO_3	0.1	0.6	5 - 3 0	8 - 1 1
		0.5	0.6	2 - 0 3	7 - 1 5
		1.0	0.6	0 - 1 0	1 - 1 5
		1.5	0.6	0 - 0 5	0 - 2 5
6	ホルマリン E. P.	0.5	0.6	6 - 1 4	8 - 2 0
		1.0	0.6	5 - 1 5	8 - 4 1
		2.0	0.6	0 - 1 4	7 - 0 1
		3.0	0.6	0 - 1 0	5 - 0 4
7	トリエタノールアミン $\text{C}_6\text{H}_{15}(\text{CH}_2\text{CH}_2\text{OH})_3\text{N}$	0.0 1	0.6	6 - 5 4	8 - 2 4
		0.0 5	0.6	9 - 1 2	1 0 時間以上
		0.1 0	0.6	1 0 時間以上	
		0.2 0	0.6	1 0 時間以上	
		0.3 0	0.6	0 - 1 8	0 - 3 0
		0.4 0	0.6	0 - 1 5	0 - 2 5
8	ぎ 酸 カ ル シ ウ ム $\text{Ca}(\text{HCOO})_2$	1.0	0.6	2 - 0 9	4 - 0 7
		1.5	0.6	1 - 2 3	3 - 1 3
		2.0	0.6	1 - 0 8	2 - 5 1
9	蓐 酸 カ ル シ ウ ム CaC_2O_4	1.0	0.6	4 - 4 2	7 - 4 8
		3.0	0.6	3 - 5 6	5 - 5 9
10	酢 酸 カ ル シ ウ ム $\text{Ca}(\text{CH}_3\text{COO})_2 \cdot \text{H}_2\text{O}$	1.0	0.6	2 - 5 7	5 - 4 2
		3.0	0.6	3 - 5 1	5 - 1 8
11	デ イ メ チ ロ ー ル 尿 素 $\text{CO}(\text{NHCH}_2\text{OH})_2$	0.1	0.6	5 - 1 2	7 - 3 3
		0.2	0.6	5 - 3 1	8 - 4 8
		0.3	0.6	6 - 2 4	8 - 5 9
12	エチレングリコール $\text{HOCH}_2\text{CH}_2\text{OH}$	0.1	-	2 - 5 4	4 - 5 3
		0.5	-	3 - 0 3	4 - 4 2
		0.1	0.6	4 - 3 0	7 - 0 2
		0.5	0.6	5 - 4 8	7 - 5 4

表-4.3 各種薬品を添加したペーストの凝結時間 (その2)

No	薬 品		混和剤 MT % C . w t .	凝 結 時 間	
	名 前	添 加 量 % C . w t .		始 時 - 発 分	終 時 - 結 分
13	マ ロ ン 酸 $\text{HOOC} \cdot \text{CH}_2\text{COOH}$	0.1	—	2-21	4-09
		0.5	—	2-54	4-33
		0.1	0.6	4-27	7-38
		0.5	0.6	4-38	7-16
14	炭 酸 ナ ト リ ウ ム Na_2CO_3	0.2	0.6	4-49	7-37
		0.3	0.6	0-30	6-24
		0.5	0.6	0-15	0-48
15	アルミン酸ナトリウム NaAlO_2	0.1	—	2-17	3-38
		0.3	—	1-59	3-20
16	けい酸ナトリウム Na_4SiO_4				
17	珪 弗 化 ソ ー ダ Na_2SiF_4	0.5	—	5-48	9-09
		1.0	—	3-10	9-03
18	α 半 水 石 膏 $\alpha\text{-CaSO}_4 \cdot 0.5\text{H}_2\text{O}$	5.0	0.6	2-30	4-15
		10.0	0.6	3-00	3-51
19	β 半 水 石 膏 $\beta\text{-CaSO}_4 \cdot 0.5\text{H}_2\text{O}$	5.0	0.6	0-31	4-54
		10.0	0.6	0-27	4-56
20	無 水 石 膏 CaSO_4	1.0	0.6	3-29	4-42
		2.0	0.6	1-34	4-21
21	アクリル酸カルシウム $(\text{CH}_2=\text{CHCOO})_2\text{Ca}$	1.0	0.6	2-10	4-33
		2.0	0.6	1-30	4-30
22	硫 酸 カ リ ウ ム K_2SO_4	1.0	0.6	2-39	4-18
		2.0	0.6	3-00	4-24
		3.0	0.6	3-04	4-09
23	亜硫酸カルシウム $\text{Ca}(\text{NO}_2)_2$	0.5	0.6	2-12	4-18
		1.0	0.6	1-55	3-34
		2.0	0.6	1-05	2-24
24	硝 酸 カ ル シ ウ ム $\text{Ca}(\text{NO}_3)_2 \cdot 4\text{H}_2\text{O}$	0.5	0.6	2-50	5-21
		1.0	0.6	1-13	3-28
		3.0	0.6	0-18	2-18
25	アンモニウムアラム $\text{M}^{\text{III}}_2(\text{SO}_4)_3 \cdot \text{M}^{\text{I}}_2\text{SO}_4 \cdot 24\text{H}_2\text{O}$	1.0	0.6	3-09	5-00
		2.0	0.6	3-12	5-06

(3) モルタルのフローおよび圧縮強度発現試験

早強セメントと富士川の砂を用いた1:2モルタル ($W/C = 30\%$ 一定) でJIS R5201によりフローと圧縮強度試験をペーストの凝結試験で合格した10薬品について実施した。なお、モルタルはアスファルトミキサにより2分間練り混ぜた。試験の結果を表-4.4に示す。

表- 4.4 モルタルのフローと強度

No	薬 品	添加量 %C.wt.	Flow (mm)	曲げ強度 (Kg/cm^2)			圧縮強度 (Kg/cm^2)		
				1 日	7 日	28日	1 日	7 日	28日
1	プ レ ー ン	—	100	72	104	107	367	695	676
2	MT 単 味	—	160	81	132	146	465	863	926
3	塩化カルシウム	1.0	145	65	128	135	455	781	939
		2.0	122	72	112	130	505	813	865
4	硫酸ナトリウム	1.0	109	93	145	145	632	773	854
8	ぎ酸カルシウム	1.0	109	81	135	139	566	830	962
		2.0	149	76	132	134	563	803	983
10	酢酸カルシウム	1.0	140	76	130	130	413	735	923
		2.0	139	71	121	133	427	722	791
18	α 半 水 石 膏	5.0	164	84	99	107	483	595	745
		10.0	170	77	75	100	452	538	683
19	β 判 水 石 膏	5.0	158	71	90	108	411	621	820
		10.0	148	76	93	100	465	622	736
20	無 水 石 膏	5.0	160	72	102	118	508	571	834
		10.0	170	72	86	100	431	570	733
21	アクリル酸カルシウム	1.0	143	—	117	123	392	473	871
22	硫 酸 カ リ ウ ム	1.0	143	77	122	124	382	705	779
		2.0	147	70	130	119	440	716	819
23	亜硝酸カルシウム	1.0	151	64	115	120	441	750	847
		2.0	143	75	120	121	454	771	881
24	硝 酸 カ ル シ ウ ム	0.5	155	71	127	135	369	783	802
		1.0	158	64	121	115	413	813	944
		2.0	145	72	127	134	414	731	828

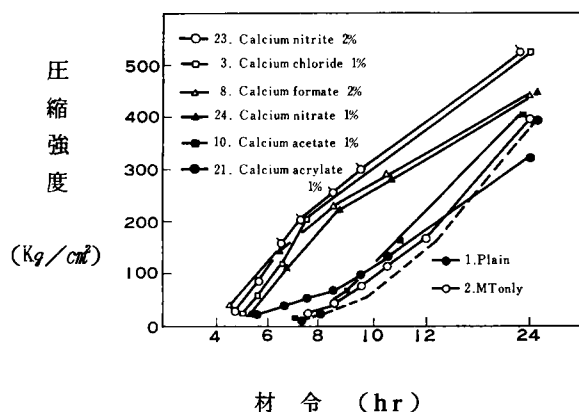
(備考) 配合 1 : 2 モルタル、w/c = 30%、配合 No 3 ~ No 24 には MT 0.6% 添加

マイティ 150 (MT) をセメントに対して 0.6% 添加した場合のモルタルのフローは 160mm、材令 28 日の圧縮強度は 926 Kg/cm^2 であるが、これに塩化カルシウムを 1% 併用するとフロー 145mm、圧縮強度 936 Kg/cm^2 となる。また塩化カルシウム 2% 併用の場合はフロー 122mm、圧縮強度 865 Kg/cm^2 となった。作業性を損なわず、ある水準の強度が得られるという観点から、フロー 140mm 以上、圧縮強度 840 Kg/cm^2 を促進剤の合格基準とすれば 10 薬品のうち、ぎ酸カルシウム 2% 添加、硝酸カルシウム 1%、酢酸カルシウム 1%、アクリル酸カルシウム 1% および亜硝酸カルシウム 1 ~ 2% の 5 薬品が合格となる。

そこでこれら 5 薬品と塩化カルシウムについて MT 併用の 1 : 2 モルタルについて 24 時間以内の圧縮強度試験を行なった。また、混和剤を用いないプレーンと MT 単味モルタルについても試験した。その結果を図-4.3 に示す。この図から明かなように、酢酸カルシウムとアクリル酸カルシウムは効果が認められないので不合格とした。結局亜硝酸カルシウム 2%、ぎ酸カルシウム 2%、硝酸カルシウム 1% の 3 薬品が合格し、4 項以下に示すコンクリート

による試験を行なった。

図-4.3 24時間以内のモルタルの圧縮強度発現



1. プレーン
2. MT 単味
3. 塩化カルシウム 1%
8. ぎ酸カルシウム 2%
10. 酢酸カルシウム 1%
21. アクリル酸カルシウム 1%
23. 亜硝酸カルシウム 2%
24. 硝酸カルシウム 1%

(4) コンクリートの強度発現および乾燥収縮

コンクリートの配合は表-4.5に示したもので、スランブ5cmになるように定めた。セメントは早強セメントを、粗骨材は鬼怒川の玉碎石、細骨材は富士川の砂を用い砂率は30%である。コンクリート容量50ℓの強制練りミキサで練り混ぜ圧縮強度用供給試体は10×20cmの円筒型わくに、また乾燥収縮用供試体は10×10×40cmの型わくに棒状バイブレーターで成形した。

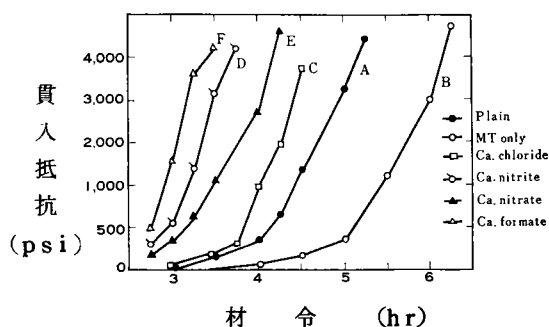
表-4.5 20℃成形・養生のコンクリートの配合と圧縮強度

配合 番号	コンクリートの配合				圧 縮 強 度 (Kg/cm²)									
	薬品と添加量 % C. w t.	M T % C. wt.	セメント Kg/m³	水セメント比 %	成 形 後 の 時 間 (hr)								水 中 養 生 (日)	
					3.5	4	5	6	8	10	12	24	7	28
A	プレーン	—	550	36.0	—	—	3	7	30	47	100	320	643	753
B	MT 単味	0.6	550	27.3	—	—	—	3	20	79	172	511	833	968
C	塩化カルシウム 1	0.6	550	32.0	—	3	12	43	161	237	298	487	755	898
D	亜硝酸カルシウム 2	0.6	550	30.0	6	12	41	104	216	297	—	506	791	914
E	硝酸カルシウム 1	0.6	550	29.0	6	11	26	50	114	191	—	451	800	966
F	ぎ酸カルシウム 2	0.6	550	32.0	7	13	34	70	149	210	—	399	725	851

i) プロクター貫入抵抗と圧縮強度

表-4.5の高強度コンクリートの配合モルタル部分についてASTM-C403に準じて試験したプロクター貫入抵抗の試験結果を図-4.4に、またこれらコンクリートの20℃成形、20℃水中養生の圧縮強度の発現状況を表-4.5に示す。

図-4.4 プロクター貫入抵抗によるコンクリートの凝結時間



- A プレーン
- B MT 単味
- C MT+塩化カルシウム
- D MT+亜硝酸カルシウム
- E MT+硝酸カルシウム
- F MT+ぎ酸カルシウム

図-4.4によると、ギ酸カルシウム、亜硝酸カルシウムおよび硝酸カルシウムとも塩化カルシウムより1時間程度またMT単味より2時間以上凝結の速度が早く、5000psiに3時間前後、4000psiに3.5時間前後で到達している。4000psiの貫入抵抗値を示す時点のコンクリートの圧縮強度は表-4.5によると配合のいかんにかかわらず6~7kg/cm²でありこれらコンクリートの凝結（ブロッカー貫入抵抗値）と硬化（圧縮強度の発現）の過程が図-4.3と表-4.5によく表わされている。表-4.5から150kg/cm²以上の圧縮強度が得られる時間は塩化カルシウムが8時間であるのに対してMT単味が12時間、亜硝酸カルシウムが7時間、硝酸カルシウムが9時間、ギ酸カルシウムが8時間であり硝酸カルシウムの促進効果がじゃっかん小さかった。また材令28日の圧縮強度をみると硝酸、亜硝酸および塩化カルシウムが900kg/cm²程度示したが、ギ酸カルシウムは851kg/cm²でありMT単味を比較すると100kg/cm²程度小さかった。

5℃成形、5℃水中養生の場合表-4.6にみられるように各促進剤とも20℃成形養生の場合に比し強度発現は大幅に遅延するが亜硝酸カルシウムは初期材令においても塩化カルシウムと同程度の強度発現を示し、3日以降は塩化カルシウムをしのぐ結果となった。

表-4.6 5℃成形・養生のコンクリートの圧縮強度

配 合	圧 縮 強 度 (kg/cm ²)					
	18時間	1 日	3 日	7 日	28 日	91 日
A	16	39	296	481	705	800
B	62	153	545	730	871	953
C	137	245	493	653	817	889
D	133	195	509	702	847	949
E	75	148	466	696	836	913
F	113	171	449	674	834	918

ii) 乾 燥 収 縮

表-4.5による配合コンクリートの長さ変化および重量減少率の結果を表-4.7に示す。20℃で成形し、翌日脱型後6日間20℃の水中に養生したのち、湿度50%、室温20℃の恒温室におき、長さ変化は最小目盛 1/1000mmのホイットモア型ダイヤルゲージで、また重量減少率は最小目盛2gの20kg台秤で、脱型直後を基準点にして所定材令ごとに測定したものである。

表-4.7の結果によると材令9週でMT単味コンクリートの収縮量に比し塩化カルシウムは 2×10^{-4} 程大きい。亜硝酸カルシウム、硝酸カルシウムおよびギ酸カルシウムはほぼMT単味の収縮量と同じである。

表-4.7 コンクリートの乾燥収縮

配 合	薬 品 (%C . w t .)	乾 燥 収 縮 (10 ⁻⁴)				重 量 減 少 (%)			
		1 週	4 週	6 週	9 週	1 週	4 週	6 週	9 週
B	MT 単味	0.28	-3.20	-3.82	-4.34	0.62	-0.16	-0.26	-0.41
C	塩化カルシウム 1	0.30	-5.33	-5.80	-6.34	0.69	-0.28	-0.37	-0.47
D	亜硝酸カルシウム 2	0.28	-3.01	-3.52	-3.96	0.70	-0.13	-0.24	-0.32
E	硝酸カルシウム 1	0.24	-3.76	-4.42	-5.08	0.70	-0.20	-0.36	-0.42
F	ギ酸カルシウム 2	0.26	-3.47	-4.08	-4.82	0.62	-0.27	-0.34	-0.40

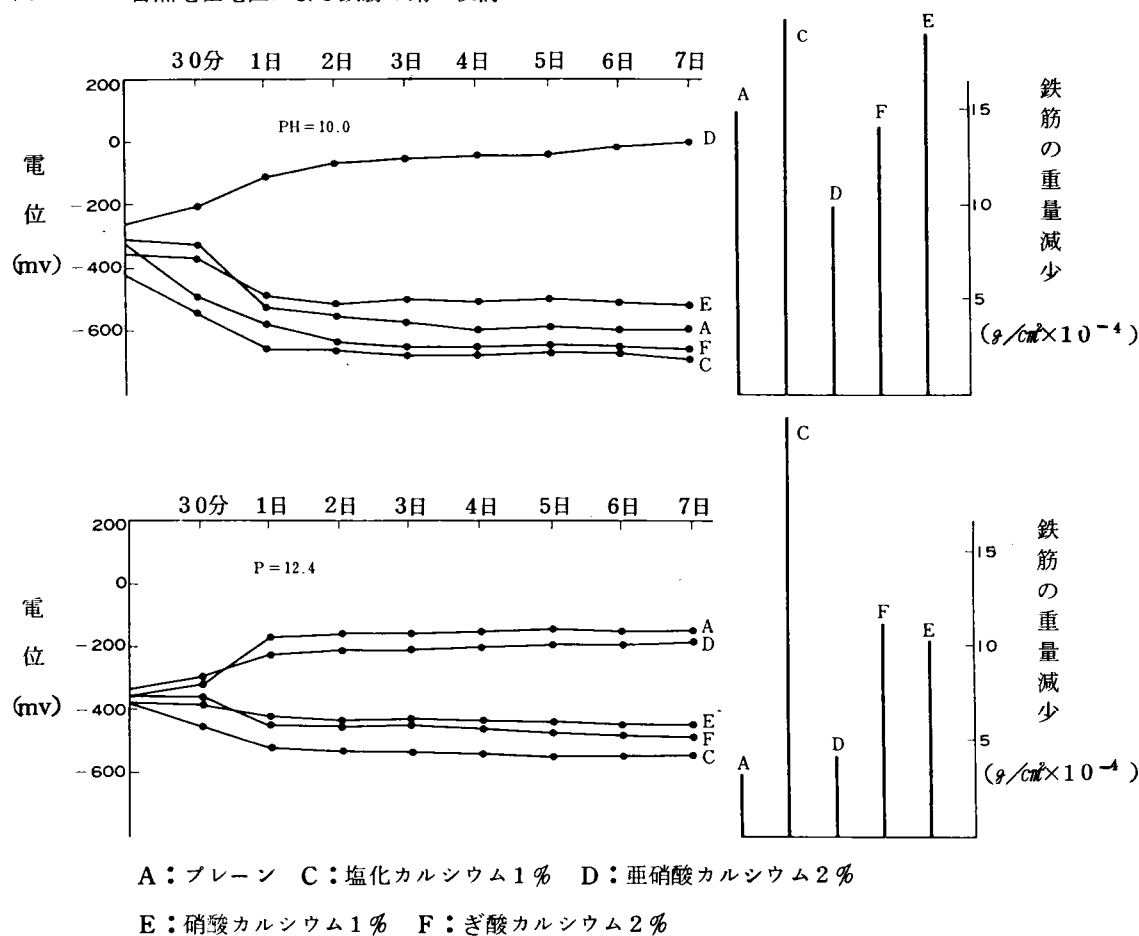
(5) 自然電極電位による鉄筋の錆の検討

ギ酸カルシウム、硝酸カルシウムおよび亜硝酸カルシウムを硬化促進剤として用いた場合の鉄筋の錆に対する影響を自然電極電位の測定により判定した。

実験は基準電極に飽和甘汞液を用い、供試薬の電解質溶液中の軟鋼棒と組合せて電池を造り基準電極に対しての電位を島津製作所製直入精密電位差計（3P型）にて測定した。供試薬は表-4.5に示した高強度コンクリートの配合のセメント量 $550\text{ Kg}/\text{m}^3$ と単位水量を考慮して各薬品をセメント重量に対する割合で添加し、それぞれの配合の単位水量に対する濃度と同一になるように調整した。また、コンクリートが中性化していない場合と中性化した場合を想定し、供試液のpHをそれぞれ12.4と10.0に水酸化カルシウムを用いて調整した。なお、この実験では高性能減水剤は使用していない。自然電極電位は7日間測定したが測定終了後軟鋼棒の重量減少を測定し腐食量とした。

これらの結果を図-4.5に示す。図-4.5によるとpHのいかんにかかわらず塩化カルシウム、硝酸カルシウムおよびギ酸カルシウムは電位が材令とともに下降し鉄筋が腐食する危険性があることを示している。一方、亜硝酸カルシウムはpHのいかんにかかわらず電位が上昇しており防錆効果があることを示している。以上のことは軟鋼棒の腐食量とも傾向が一致している。

図-4.5 自然電極電位による鉄筋の錆の検討



(6) 亜硝酸カルシウムを用いたペーストの発熱曲線と圧縮強度

5項までに述べた考察の結果、塩化カルシウムに替るコンクリートの硬化促進剤として亜硝酸カルシウムが最も適していると判断される。そこで亜硝酸カルシウムの硬化促進を確認するために微少熱量計によりペーストの水和熱の発生経過を測定した。またペーストの圧縮強度の発現状況を $4 \times 4 \times 16\text{ cm}$ の供試体で試験した。ペーストの練り混ぜは 20°C である。また供試体は成形1日後に脱型して 20°C の水中に養生した。これらの結果を図-4.5、図-4.6および表-4.8に示す。

試料は、A) MT 0.6%、B) プレーン、C) MT 0.6% + CaCl_2 1%と、D) MT 0.6% + $\text{Ca}(\text{NO}_2)_2$ 2%の4種類で水セメント比は水和熱測定の場合は微少熱量計の攪拌能力の点から60%にした。また、強度試験は水セ

メント比60%と高強度コンクリートを考慮して30%の2種類について行なった。図-4.6の水和熱曲線と図-4.7の強度発現曲線を比較対象してみると亜硝酸カルシウムが発熱量および強度発現とも一番大きく、4試料とも初期の発熱量と強度発現が同一順序であることから考えコンクリートの硬化を促進するためにはペーストの水和を刺激して発熱を促す薬品が硬化促進剤として適していることがわかる。

表-4.8 早強セメントペーストの圧縮強度発現

配 合		圧 縮 強 度 (Kg/cm^2)							
		4 h	6 h	8 h	10 h	12 h	24 h	7 日	28 日
w/C 60%	MT 0.6%	—	—	—	—	11(18hr)	81	262	436
	ブ レ ー ン	—	—	4	12	21	80	243	378
	MT 0.6%+塩化カルシウム 1%	—	—	9	22	35	137	349	416
	MT 0.6%+亜硝酸カルシウム 2%	—	6	20	30	38	100	296	363
w/C 30%	MT 0.6%	—	8	59	236	333	489	796	923
	ブ レ ー ン	5	39	142	316	375	481	791	799
	MT 0.6%+塩化カルシウム 1%	42	196	289	365	393	481	937	789
	MT 0.6%+亜硝酸カルシウム 2%	128	244	313	364	397	487	835	1,005

図-4.6 微小熱量計によるペーストの水和熱測定

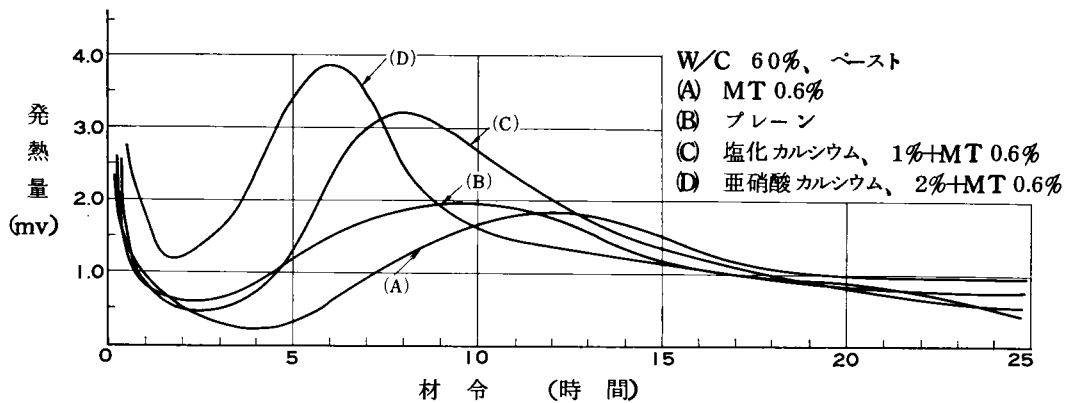
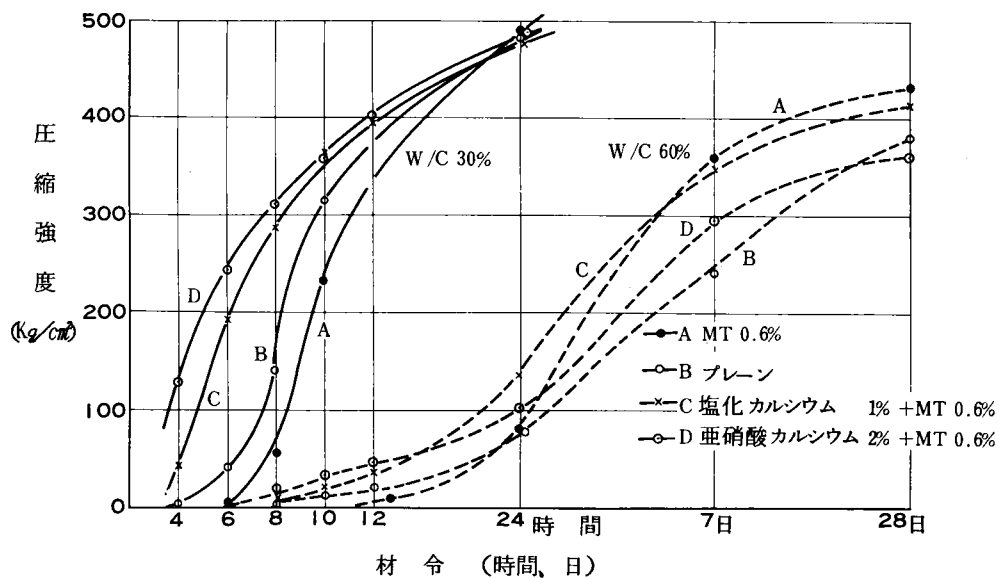


図-4.7 ペーストの圧縮強度発現



4.3 常圧蒸気養生による高強度コンクリートの硬化促進

4.3.1 試験の目的

早強セメントに高性能減水剤を用いた高強度コンクリートを蒸気養生により促進養生した場合の初期ならびに長期材令の強度発現、なかんずく前置時間と材令28日における強度損失の関係について試験した。また4.2項で選定した硬化促進剤である亜硝酸カルシウム等が上記コンクリートの強度発現ならびに強度損失に及ぼす影響について試験することを目的とした。

4.3.2 試験方法と使用材料

使用材料

セメントは早強セメント（表-4.1）と一部超早強セメント

骨材は表-4.2に示した鬼怒川の玉砕石と富士川の川砂

高性能減水剤はマイティ150（MT）、添加量は固形分でセメント重量に対し0.6%、一部0.4%

硬化促進剤は亜硝酸カルシウム $\text{Ca}(\text{NO}_2)_2$ を軸にし、そのほか、塩化カルシウム CaCl_2 、硝酸カルシウム $\text{Ca}(\text{NO}_3)_2$ 、ギ酸カルシウム、 $\text{Ca}(\text{HCOO})_2$ を用いた。

養生方法

20℃養生：材令1日までは型わく養生、以後材令7日および28日まで水中養生

蒸気養生：前置き時間1,2時間を軸にし1部4時間あるいは6時間で試験した。昇温速度15～20℃/hr、最高温度60～65℃

ホットコンクリート：温めたコンクリート材料を用いて練り上り温度40℃にした。

コンクリートの配合は表-4.5に示した早強セメント550kg/m³のものがベースであるが、用いた薬品の種類、添加量あるいは成形温度によってじゃっかん単位水量が異なる。

4.3.3 試験結果と考察

試験結果を表-4.9に一覧する。これら結果のうち主だったものを図-4.8に、また前置時間と強度の関係を図-4.9に示す。

図-4.8 高強度コンクリートの強度発現促進

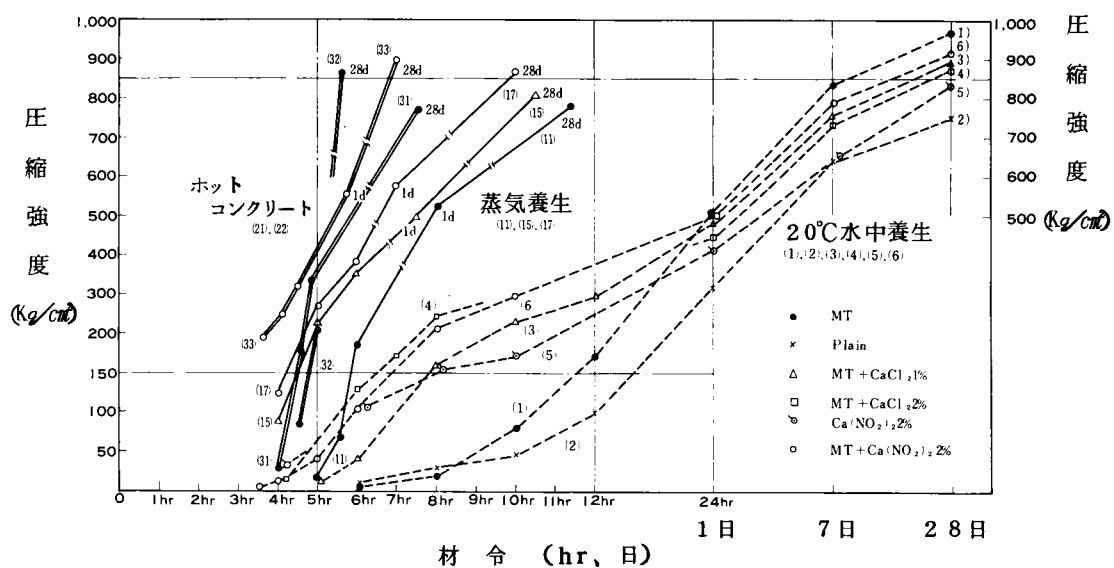


図-4.9 蒸気養生の前置時間と圧縮強度の関係

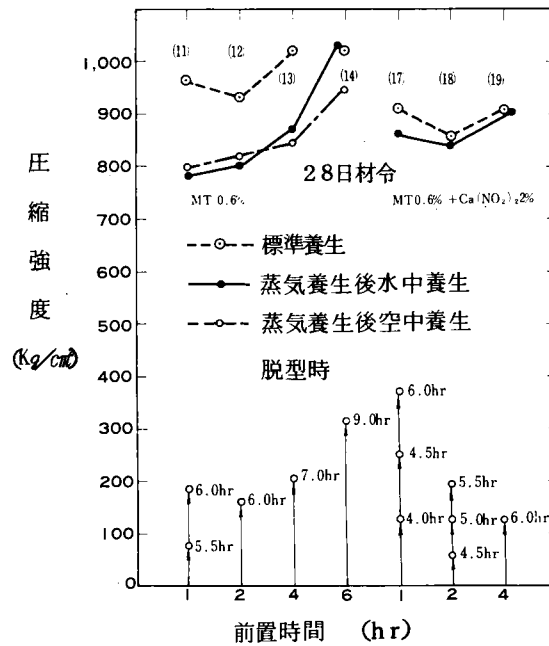


図-4.8によると、オール20℃養生の場合、亜硝酸カルシウム2%混入コンクリート（No.6）は塩化カルシウム2%混入コンクリート（No.4）と同程度の強度発現を示し、脱型強度の目標値150 Kg/cm^2 の圧縮強度を注水後約7時間で得る。これはMT単味コンクリートより約5時間早いことになる。また材令28日強度は914 Kg/cm^2 となりMT単味コンクリートの968 Kg/cm^2 には劣るが塩化カルシウム混入コンクリートよりじゃっかん大きな値である。

常圧蒸気養生した場合でも亜硝酸カルシウム混入コンクリート（No.17）は塩化カルシウム混入コンクリート（No.15）よりじゃっかん初期強度が高く注水後4.5時間で173 Kg/cm^2 の圧縮強度を得た。蒸気養生後の28日強度は亜硝酸カルシウム（No.17）が865 Kg/cm^2 となり同一バッチコンクリートの標準養生材令28日強度907 Kg/cm^2 の95.4%を示した。一方、MT単味コンクリート（No.11）の蒸気養生コンクリートの28日強度は785 Kg/cm^2 であり標準養生強度962 Kg/cm^2 の81.6%であった。これは初期硬化が早いコンクリートほど蒸気養生に基因する膨張圧に抵抗する力が大きくなり蒸気養生コンクリートの強度損失が小さくなるものと思われる。

亜硝酸カルシウムを混入した40℃成形のホットコンクリート（No.33）は注水後3.5時間で191 Kg/cm^2 、4.5時間で318 Kg/cm^2 の高い強度発現を示し、しかも材令28日で894 Kg/cm^2 の高強度が得られた。MT単味のホットコンクリートで前置2時間の場合（No.32）は注水後5時間で227 Kg/cm^2 、材令28日で859 Kg/cm^2 の圧縮強度が得られた。

図-4.9に示したMT単味コンクリート（No.11, 12, 13, 14）および亜硝酸カルシウム混入コンクリート（No.17, 18, 19）の前置時間と脱型強度および28日強度の関係図によると、前置時間を長くすればそれだけ初期の強度発現が遅れるが蒸気養生後の長期材令強度は高くなる。

MT単味コンクリートの場合、材令28日の標準養生コンクリートの強度と比較して、材令28日で前置1時間で約20%、前置2または4時間では約15%の強度損失があるが、前置6時間では標準養生強度（1,018 Kg/cm^2 ）と蒸気養生後水中養生した強度（1,022 Kg/cm^2 ）が同一であった。また、亜硝酸カルシウム混入コンクリートの場合は材令28日で標準養生コンクリート強度に比し、前置1時間で95.4%、前置2時間で98.0%、前置4時間で100.0%となった。

MT単味コンクリートは前置6時間で、また亜硝酸カルシウム混入コンクリートは前置4時間で蒸気養生に基因する強度損失が無くなったが、4.2.3の(4)項の図-4.4および表-4.5で示したようにMT単味コンクリートのプロクター

表-4.9 促進剤を用いた高強度コンクリートの蒸気養生試験結果の一覧表

養生方法										20℃ 養生										蒸気養生																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																			
No	セメント 550 (kg/m ³)	水 W (kg/m ³)	W/C (%)	混和剤		スランプ (cm)	成形温度 (℃)	蒸気養生			材令 (時間)										蒸気養生				水中養生																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																														
								前置時間 (hr)	昇温勾配 (℃/hr)	最高温度 (℃)	材	3	4	5	6	7	8	9	10	12	24	7日	28日	7日	28日	7日	28日																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																												
1	HC	150	27.3	0.6	—	—	6.5	20	—	—	20	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

(表-4.9の続き)

[illegible]

1) HC: 早強セメント 2) UHC: 超早強セメント 3) 比: 材令 28 日における蒸気養生強度の水中養生強度に対する百分率

CaCl₂ : 塩化カルシウム、Ca(NO₂)₂ : 亜硝酸カルシウム、Ca(NO₃)₂ : 硝酸カルシウム
Ca(HCOO)₂ : ギ酸カルシウム

貫入抵抗は6時間で3,000 psi、6時間15分で4,680 psi また圧縮強度は6時間で3 kg/cm²、亜硝酸カルシウム混入コンクリートのプロクター貫入抵抗値は3時間30分で3,160 psi、3時間40分で、4,200 psi また圧縮強度は3時間30分で6 kg/cm²であることから判断して、高強度コンクリートの場合、前置時間中になんらかの方法でプロクター貫入抵抗値の終結4,000 psi または圧縮強度3～6 kg/cm²程度硬化させれば昇温勾配15℃/h、最高温度65℃程度の穏やかな蒸気養生行程ならコンクリートの強度損失はほとんどおこらないものとする。

図-4.10 促進剤を用いた高強度コンクリートの蒸気養生強度

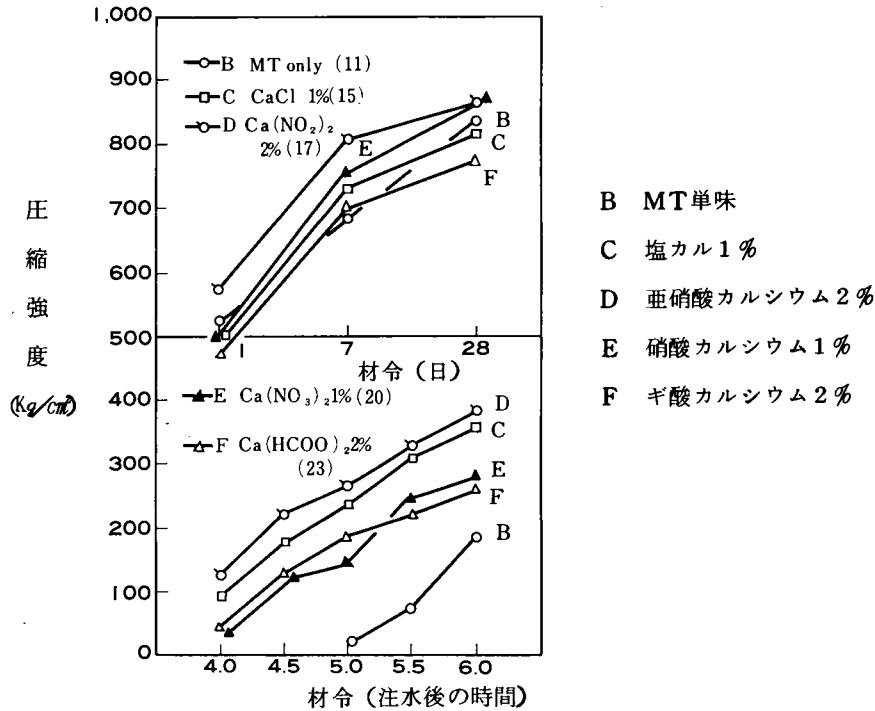
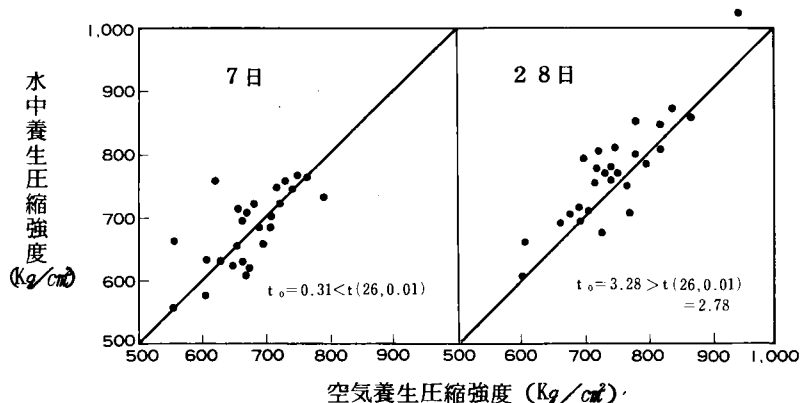


図-4.10は各種硬化促進剤を含むコンクリートの前置1時間の蒸気養生試験結果であるが、亜硝酸カルシウム (No 17) や塩化カルシウム (No 15) に較らべて硝酸カルシウム (No 20) やギ酸カルシウム (No 23) はじゃっかん強度発現が遅い。

超早強セメントを用いたコンクリート (No 29、No 30およびNo 36、No 37) は早強セメントを用いたコンクリートより初期の強度発現はじゃっかん大きいが材令28日強度は700 kg/cm²程度であった。

蒸気養生後、20℃の水中に養生した場合と20℃で湿度75%程度の空中で養生した場合のコンクリートの強度は表-4.9のデータからプロットした図-4.11に示される様に材令7日では両者にほとんど差がないが、材令28日ではじゃっかん水中養生の方が大きな値を示した。

図-4.11 蒸気養生後の養生方法がコンクリートの圧縮強度に及ぼす影響



4.4 結 語

塩化カルシウムに替る高強度コンクリート用の硬化促進剤を見出すため20種類の薬品に関して種々試験した結果亜硝酸カルシウム、硝酸カルシウムおよびギ酸カルシウムが効果的な薬品であることがわかった。特に亜硝酸カルシウムをセメント重量に対して2%添加したコンクリートが初期強度も28日強度も大きく、また鉄筋を錆させる懸念が無いことから最っとも秀れている。

蒸気養生に基因する高強度コンクリートの強度損失を小さくするためには前置時間中にできるだけコンクリートの凝結硬化を高める必要である。この強度損失を皆無にするためにはプロクター貫入抵抗値でモルタルの終結に相当する4,000 psi あるいはコンクリートの圧縮強度で5 kg/cm²前後の硬化を前置時間中に得ることが必要である。前置時間を短縮する意味においても硬化促進剤の使用あるいはホットコンクリートは有効である。

以上2点が本章の要点であるが以下に主だった実験結果を列挙する。

- 1) 市販の非空気連行性減水剤、いわゆる高性能減水剤を用いて高強度コンクリートを得るためには一般に混和剤をセメント重量に対して固形分で0.6%程度の比較的多量添加しなければならないが、その場合水セメント比30%の早強セメントペーストの凝結終結時間はプレーンペーストに比し3~4時間遅延する。
- 2) 早強セメント550 kg/m³を用いた高強度コンクリート配合のモルタル部分についてプロクター貫入抵抗試験を行った結果、終結時の4,000 psi に到達する時間はプレーンが5時間15分、マイティ150 (MT) 単味が6時間15分、MT+塩化カルシウムが4時間30分、MT+ギ酸カルシウムが3時間30分、MT+硝酸カルシウム4時間15分、MT+亜硝酸カルシウムが3時間40分となり促進剤をMTと併用することによりMT単味より終結時が2~3時間短縮する。
- 3) 2) のプロクター貫入抵抗の終結時におけるコンクリートの圧縮強度は、プレーンが4 kg/cm²、MT単味が4 kg/cm²、塩化カルシウムが6 kg/cm²、ギ酸カルシウムが7 kg/cm²、硝酸カルシウムが11 kg/cm²、亜硝酸カルシウムが7 kg/cm²程度であり、用いる薬品にかかわらず終結時のコンクリートの圧縮強度はおおむね5 kg/cm²といえる。
- 4) スランブ5 cmで早強セメント550 kg/m³を用いたコンクリートの20℃成形、標準養生の強度発現をみると、150 kg/cm²以上の圧縮強度が得られる時間はMT単味コンクリートが注水後12時間であるのに対して塩化カルシウム1%混入コンクリートが8時間、亜硝酸カルシウム(2%)が7時間、硝酸カルシウム(1%)が9時間、ギ酸カルシウム(2%)が8時間あった。また、材令28日の圧縮強度はそれぞれ968 kg/cm²、898 kg/cm²、914 kg/cm²、966 kg/cm²となり、ギ酸カルシウムがMT単味より100 kg/cm²以上小さな値を示した。なお亜硝酸カルシウム2%は塩化カルシウムとほぼ同一の促進効果を示す。
- 5) 亜硝酸カルシウムを混入したコンクリートの乾燥収縮は、材令9週で 3.94×10^{-4} であり、MT単味コンクリートの 4.34×10^{-4} より小さかった。一方、塩カル、硝酸カルシウムおよびギ酸カルシウム混入コンクリートはいずれもMT単味コンクリートよりじゅっかん大きかった。
- 6) 鉄筋の発錆に対する影響を自然電極電位の測定により判定した結果、塩化カルシウム、硝酸カルシウムおよびギ酸カルシウムは材令とともに電位が下降し、鉄筋が腐蝕する危険性が残っていることを示したが、亜硝酸カルシウムは電位が上昇しており防錆効果があることを示した。
- 7) 亜硝酸カルシウム2%混入した高強度コンクリートを20℃成形、前置1時間、最高温度65℃で蒸気養生すると、注水後4時間で124 kg/cm²、5時間で264 kg/cm²、材令28日で865 kg/cm²となり塩化カルシウム1%混入コンクリートより高い強度を示した。
- 8) 亜硝酸カルシウム2%混入した高強度コンクリートを40℃成形のホットコンクリートにして蒸気養生すると3.5時間で191 kg/cm²、4.5時間で318 kg/cm²、材令28日で894 kg/cm²の圧縮強度を得た。材令28日の圧縮強度は標準養生28日強度912 kg/cm²の98%になる。

促進剤を用いないMT単味の場合は早強セメントを用いた前置2時間の40℃ホットコンクリートだけが、注水後5時間で150kg/cm²以上、材令28日で850kg/cm²以上の圧縮強度を発現した。

- 9) 昇温勾配15℃/hr、最高温度65℃の蒸気養生条件下における高強度コンクリートの強度損失を皆無にするためには前置時間でプロクター貫入抵抗の終結4,000psiまで硬化させればよい。その時のコンクリートの圧縮強度は5kg/cm²前後である。

参 考 文 献

- 1) ACI 212委員会報告: Guide for use of admixtures in concrete. ACI Journal September 1971,
同訳、岸谷孝一: コンクリート用混和材料の使用指針、コンクリート・ジャーナル、vol.10, №7, July, 1972, pp.25~53
- 2) 東大・第一工学部・建築材料研究室: ボルトランドセメントの急硬剤及早強剤に関する研究、日本建築学会論文集、第36号、昭和22年12月、pp.6~9
- 3) 篠原謹爾、成富定章: セメントの凝結又は強度促進剤としての数種薬品の実用的価値、セメント技術年報Ⅵ、昭和27年、pp.309~313
- 4) 渡辺嘉香、鈴木節三、西 晴哉: 糖類ならびにその他の有機物がセメントの水和に及ぼす影響、小野田研究報告、第11巻第41号、1959, pp.184~197
- 5) 松田応作、下田正雄、土屋喜代雄、高橋秀雄: ボウ硝 Na_2SO_4 混入セメントモルタルコンクリートの諸性質、小野田研究報告、第18巻、第68号、1966, pp.28~38
- 6) 村上恵一、田中弘文、小松忠明: ボルトランド・セメントの凝結、硬化に対する CaSO_3 の促進作用と他の無機塩類との比較、窯業協会誌76〔11〕1968, pp.373~384
- 7) 河野 清: コンクリート硬化促進に関するRILEM国際会議における諸論文の紹介(1)、コンクリート・ジャーナル、vol.3, №5, Sept.1965, pp.46~52
- 8) J.Alexanderson: Strength Losses in Heat Cured Concrete, Swedish Cement and Concrete Research Institute, Proceedings №43, 1972
- 9) 河野 清: かた練りコンクリートの振動締固め成形と蒸気養生に関する基礎的研究、昭和46年3月、pp.223~228
- 10) J.A.Hanson: Optimum steam curing procedures in precasting plants, Proc. Am.Conc.Inst.vol.60, 1964, pp.75~100
- 11) Z. Reinsdorf: 100℃までの常圧蒸気養生および加熱処理とその改善、General Report of RILEM International Conference at Moscow, Session - II, July 1964
- 12) 河野 清、大塩 明、江村建三、木下幸一: プレハブ部材用コンクリートの蒸気養生—セメントの種類、単位セメント量および成形温度の影響—
セメントコンクリート №236、1966, pp.21~27
- 13) G.J.Verbeck and R.A.Helmuth: Structures and physical properties of cement paste, 第5回国際セメント化学シンポジウム、Session III-1、東京、1968

第 5 章

膨張材を混和した高強度コンクリートに関する研究

第5章 膨張材を混和した高強度コンクリートに関する研究

5.1 緒 言

コンクリートは硬化の過程で乾燥すると収縮し、ひびわれを誘発することが多い。膨張コンクリートの発想は、この材料的性質に起因するひびわれの発生を低減させるところから発生したものであって、コンクリートが乾燥して収縮することが、セメントの水和物の本質的な構造として避けられないものであれば、逆に膨張する要素をコンクリートに混和させる着想から生まれたものである。

そして、現在ではその目的をコンクリートの硬化過程において膨張してコンクリートの収縮を補う Shrinkage Compensating Concrete のみにとどまらず、さらに、その特性を積極的に活用して、コンクリートの膨張を鋼材などで拘束することにより、コンクリートにあらかじめ圧縮応力いわゆるケミカルプレストレスを導入してコンクリートの引張強度の不足を改善する Self-stressing concrete までに拡張している。

膨張コンクリートの基本となる膨張形態としては、在来からエトリングait、石灰の水和、マグネシアの水和、活性シリカとアルカリとの反応等が考えられていたが、現在では、エトリングaitおよび石灰の水和による膨張形態のものが実用化され商品化されている。

エトリングaitを実用化する道を拓いたのはカリフォルニア大学の Klein¹⁾であり、安定した無水のカルシウムサルホアルミネートの形式を基本とし、ボーキサイト、石灰、石こうの混合物を 1,300℃ で焼成して膨張クリンカーを製造した。このものは現在、米国、日本で製品化されているカルシウム、サルホアルミネート形の膨張材の基本となっている。

わが国においても 1954 年に田中、渡辺²⁾が膨張の有効成分、その焼成方法などの研究を行ない、近藤³⁾、福田⁴⁾らが無水のカルシウムサルホアルミネートの組成を決定して大きく貢献し、1968 年電気化学工業社がカルシウムサルホアルミネート系膨張材を製造販売し膨張コンクリートの発展に寄与した。

またポルトランドセメントのアルミン酸三石灰の含有量を多くし、これにせっこうを混合した膨張セメントを開発され、更にソ連ではアルミナセメントあるいはカルシウムアルミネートまたはその水和物とせっこうからなる膨張性混和材が開発された。

他方、石灰の膨張利用についてはその水和速度が速すぎて有効な膨張成分とならず開発が遅れたが、1971 年小野田セメント社が世界初の石灰系膨張性混和材の商品化に成功した。

わが国の膨張コンクリートは、アメリカ合衆国、ソ連における実情と異なり、特別な場合を除いてはいわゆるプレミックスタイプとしての膨張セメントは製造されておらず、コンクリートの練りませ時に膨張源となる膨張材を混和材料としてコンクリートに混和する形式をとっている。

現在の膨張材生産量は年約 5 万トンと推定されており、多量の使用実績を有しているにもかかわらず、今までの膨張材の性能判定や膨張コンクリートの品質管理のための共通試験方法ならびに公の機関の仕様書類がなかったためかなりの不便を感じていた。

このような観点から日本建築学会では昭和 53 年 2 月に「膨張材を使用するコンクリートの調合設計・施工指針案・同解説」を、また土木学会では、昭和 54 年 11 月に「膨張コンクリート設計施行指針(案)」を出版した。

さらに、昭和 55 年 3 月には、コンクリート用膨張材 JIS A 6202 が制定された。また、JIS の付属書として「膨張材のモルタルによる膨張性試験方法」と「膨張コンクリートの拘束膨張および収縮試験方法」が示されている。

国内で膨張コンクリートが使用されはじめて 15 年余り、この間に数多くの基礎的研究ならびに実用化研究の結果が報告されているが、圧縮強度 700 kg/cm² から 1,000 kg/cm² 程度の高強度コンクリートに膨張材を用いた研究は比較的少ない。

そこで、高強度膨張コンクリートに関して広範囲の基礎的資料を得るため無拘束下の長さ変化の測定した。また、ケミカルプレストレスと曲げ強度ならびに圧縮強度との関係を掌握した。

次いで、これらの実験結果に基づき遠心力鉄筋コンクリート管に膨張材を用いてケミカルプレストレスを導入する高強度コンクリートによるCPC管の製造実験を実施した。

第5章は、これらの結果をとりまとめたものである。

無拘束あるいは一軸拘束下における膨張コンクリートに挙動に関する既往の文献を若干紹介する。

河野ら⁵⁾は、各種セメントを使用した石灰系膨張材混和コンクリートの自由膨張量および拘束膨張量の測定を行ない、自由膨張率はB種高炉セメント>B種フライアッシュセメント>中庸熱セメント>普通セメント>早強セメント>超早強セメントの順に大きくなっており、セメントの初期強度の発現性が小さい、いいかえれば自己拘束の小さいものほど膨張量が大きく、拘束状態では混合系セメントで幾分膨張量が多い傾向はみられるけれどもそれ以外のセメントは殆ど同程度であり、セメントの種類による影響は小さいとしている。

岡村ら⁶⁾は一軸拘束を受ける膨張コンクリートの圧縮強度と拘束方向およびそれに直角な無拘束方向の膨張率との関係を、拘束鋼材比、単位膨張材量および強度試験の材令等を要因として実験により求めた。その結果、一軸方向だけを拘束しても、それに直角な無拘束方向の膨張率は自由膨張の場合とほとんど変わらないが、その値が 700×10^{-5} のように大きくなっても、同じ膨張率を示す拘束のないものに比して、その強度低下は少く、ただか20%程度であってと述べている。

なお、一般には、単位膨張材量 $20 \sim 60 \text{ kg/m}^3$ の範囲で標準養生を行なったコンクリートの圧縮強度は、無拘束膨張率約 $5 \sim 8 \times 10^{-4}$ を限度として、それ以上に膨張率の増大すると著しく強度が減少し、反面鋼製型枠による拘束養生を行なった場合は、膨張率が 100×10^{-4} 程度までは圧縮強度が低下しないといわれている。

岡田ら⁷⁾はケミカルプレストレスの効果を期待した設計を行うためには膨張ひずみの予測が必要であるとして、一軸拘束下の膨張ひずみの予測法に関して、プレテンション方式プレストレストコンクリートにおけるプレストレス変化に対する概念を応用し、拘束膨張ひずみは無拘束膨張ひずみから生ずるケミカルプレストレスに対応した弾性ひずみ、クリープひずみを引いたものに等しいという仮定のもとに理論式を構成し、弾性係数、クリープ係数の実験値を用いて材令14日までの実測拘束膨張ひずみと計算値の比較検討を行った。その結果、本方法で比較的精度の良い拘束膨張ひずみが計算され、ケミカルプレストレスを経済的かつ安全に設計へ導入することが可能であると報告している。

長滝⁸⁾は水セメント比の影響について実験し、単位膨張材量が一定の場合には水セメント比の小さい方が強度は大きくなり、したがって膨張力を抑制する力(自己拘束力)が大きくなるため膨張量は小さくなるとしている。

中野ら⁹⁾は膨張コンクリートの一般性状について種々の実験を行なった。養生方法の影響について水中養生と蒸気養生との違いについて比較検討した結果、水中養生では材令7日頃まで膨張が継続するが蒸気養生ではほぼ1日で膨張が終了することを示した。

圧縮強度 700 kg/cm^2 から $1,000 \text{ kg/cm}^2$ の高強度コンクリートに膨張材を混和した研究としては、橋田¹⁰⁾が超高強度コンクリートの性状改善のためCSA系膨張材をセメントに対して6%添加使用し、水和を促進し、強度および凍結融解抵抗性のある程度改善できるとしている。

セメント協会の繊維補強コンクリート研究専門委員会の報告¹¹⁾によると、鋼繊維を2%、膨張材を 80 kg/m^3 添加した高強度コンクリートをPC鋼棒(鋼材比2%)で拘束した結果、材令28日まで水中養生を行ったのちの曲げひびわれ強度が 180 kg/cm^2 に達したと述べている。

筆者ら^{12)、13)、14)}の実験結果によると高強度コンクリートに膨張材を用いることにより材令28日の圧縮強度が $550 \sim 630 \text{ kg/cm}^2$ を維持しなおかつケミカルプレストレスを $44 \sim 60 \text{ kg/cm}^2$ 導入できるとしている。

わが国における膨張コンクリートはコンクリート製品、特にヒューム管用を主体として発達したといっても過言では

ない。

河野ら¹⁵⁾ は形状、寸法の異なる各タイプのヒューム管に膨張材を使用して製造した場合の外圧試験を実施し、ひびわれ荷重および破壊荷重を表-5.1¹⁶⁾ にとりまとめた。

表-5.1によれば膨張材を使用したヒューム管(Chemical Prestressed Concrete Pipe; CPヒューム管)に比べ、ひびわれ荷重が2~3倍増大しており、顕著なケミカルプレストレス効果が認められる。破壊荷重は両者間に著しい差が認められないが、これは主として鉄筋量に支配されることから考えて当然である。このように膨張材を使用したCPヒューム管は高強度が得られるが、他方、膨張を有効に拘束するために①鉄筋量を普通管より2倍程度増筋する必要がある。

②蒸気養生が終了したのちの後養生(散水または水中養生)を在来より入念に行なわねばならない。

富田ら¹⁷⁾ は管の外側円周方向のひびわれ防止を目的として無機質の高強度混和材と膨張材の併用によりCPⅡ種(3倍管)の開発を行った。

筆者ら¹⁸⁾ は圧縮強度800kg/cm²程度の高強度コンクリートに膨張材を60kg/cm³添加してA種φ1,200mm管の製造実験を実施した。その結果、鉄筋比を1.70%程度にし、管端部を補強することによってJIS1種の3倍程度の管が製造できる可能性を明らかにした。

表-5.1 膨張コンクリートを使用したヒューム管の外圧試験結果

管の仕様 ⁽¹⁾	スランブ cm	コンクリートの配合				使用鉄筋	鉄筋比 ⁽²⁾ %	蒸気養生後の ⁽³⁾ 養生条件	外圧試験結果		
		水セメント比 %	砂率 %	セメント量 kg/m ³	膨張材 kg/m ³				材令日	ひびわれ荷重 kg/m	破壊荷重 kg/m
φ1100mm A形	6.0	40.4	45.0	450	0	普通鋼線 (引張強度 70kg/mm ²)	1.2	脱型後 水中養生	7	4,240	14,610
				405	15		0.9			5,910	14,570
				495	55		1.2			8,140	18,720
φ1100mm B形	6.0	40.0	45.0	460	0	普通鋼線 (引張強度 70kg/mm ²)	1.2	脱型後5日間 散水養生以後 現場放置	18	5,060	18,310
				414	46		1.2			8,210	18,310
φ1500mm C形	4.0	33.0	40.4	550	0	高強度鋼線 (引張強度 100kg/mm ²)	0.9	脱型後散水3 日間以後11日 間屋外放置	14	4,320	15,250
				495	55		0.9			6,700	15,380
				495	55		0.9	脱型後14日間 散水養生		9,910	17,460

注(1) φ1100mmA形・B形ヒューム管強度規格

φ1500mmC形ヒューム管強度規格

呼び径	荷重 (kg/m)		呼び径	荷重 (kg/m)	
	ひびわれ荷重に 対する外圧強さ	破壊荷重に 対する外圧強さ		ひびわれ荷重に 対する外圧強さ	破壊荷重に 対する外圧強さ
1 種	2,900	6,700	1 種	3,400	9,300
2 種 (2倍管)	5,400	10,800	2 種	6,400	12,800

注(2) 鉄筋比は、外側鉄筋比と内側鉄筋比の合計で示した。

注(3) 蒸気養生条件：製管後前置き3~4時間(室内放置)、以後65°C3時間養生蒸気養生終了後室温まで徐冷して脱型。

注(4) ひび割れ荷重とは、管体に幅0.05mmのひび割れを生じたときの荷重をいい、破壊荷重とは、試験機が示す最大荷重をいう。これらの荷重Pを管の有効長Lで除した値を外圧強さとする。

5.2 無拘束ならびに拘束を受けた高強度膨張コンクリートの長さ変化

5.2.1 使用材料ならびにコンクリートの配合

実験に用いたセメントは小野田社製の普通および早強ポルトランドセメントである。膨張材は石灰系膨張材（小野田エクспан）を用いた。それらの化学成分ならびに物理的性質は表-5.2のとおりである。粗骨材は鬼怒川産の玉砕石で、比重2.61、最大寸法20mm、粗粒率6.65のものである。細骨材は富士川産の川砂で比重2.65、粗粒率2.80のものである。コンクリート拘束用のPC鋼棒は第4種に属するもので、呼び径が10, 12および18mmのものを用いた。

実験に用いたコンクリートの配合は表-5.3のとおりである。拘束を受けるコンクリートの単位セメント膨張材量、（以下C+E_x量と略記）は、500kg/m³および700kg/m³とし、無拘束コンクリートについてはC+E_x量を、300kg/m³としたものについても実験を行った。無拘束のコンクリートの膨張材の混入量は、C+E_x量に対して0、8、10、12、14、16%の6通りである。

減水剤としては、主成分がβ-ナフタリンスルホン酸の高縮合物のものを用いた。細骨材率はいずれも30%とした。単位膨張材量（以下E_x量と略記）は表-5.3に示したとおりである。コンクリートのスランプは15～18cm程度であり、空気量は1.5%である。

5.2.2 実験方法

無拘束の膨張コンクリートの長さ変化は、基長25cmのホイットモア型ダイヤルゲージを用いて測定した。拘束した膨張コンクリートの長さ変化は、図-5.1(a)に示したPC鋼棒の両端をダイヤルゲージ式のコンパレータで測定した。コンクリートの曲げびわれ強度試験用の供試体は、長さ変化測定用のものと同じで、断面10×10cm、長さ29.5

表-5.2 セメントおよび膨張材の化学成分ならびに物理的性質

種 類	化 学 成 分 (%)									
	Ig. loss	Insol	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	Total	F. CaO
普通セメント	0.5	0.2	22.1	5.1	3.2	65.5	1.2	1.7	99.5	0.9
早強セメント	0.9	0.1	20.7	5.0	2.9	66.4	1.1	2.8	99.9	1.4
エクспан	0.4	—	13.1	2.9	2.0	76.9	7.7	3.0	99.4	35.2

種 類	比 重	粉 末 度		凝 結		モ ル タ ル 強 度						
		ブレーン (cm ² /g)	88μ残分 (%)	始 発 (時-分)	終 結 (時-分)	フロー (mm)	曲げ強度 (kg/cm ²)			圧縮強度 (kg/cm ²)		
							3 日	7 日	28日	3 日	7 日	28日
普通セメント	3.17	3,120	1.5	2-24	3-21	259	31.9	48.6	71.9	129	229	427
早強セメント	3.13	4,400	0.4	2-02	2-53	256	50.8	65.5	84.8	226	345	475
エクспан	3.20	2,000	20.4	—	—	—	—	—	—	—	—	—

表-5.3 膨張コンクリートの配合

a) 無拘束コンクリート

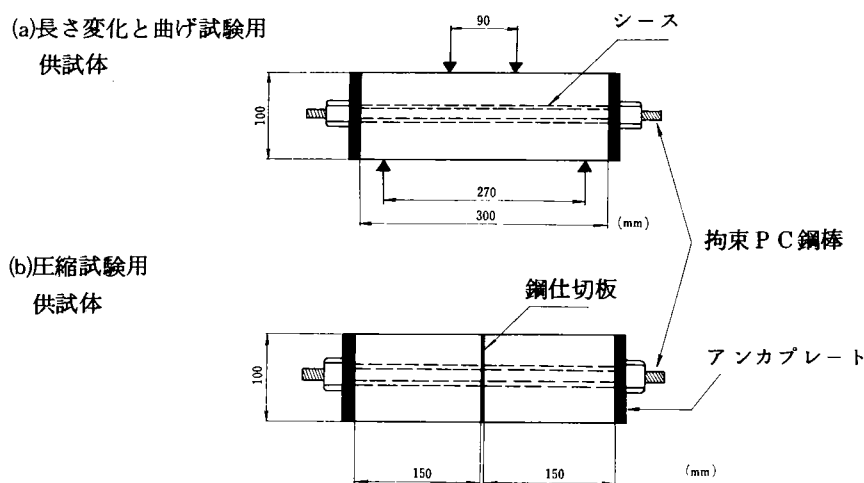
	W/(C+E _x) (%)	骨材寸法 (mm)	s/a (%)	単位量 (kg/m ³)				
				C+E _x	E _x	W	S	G
早強セメント	51.7	20	36	300	0, 24, 30, 36, 42, 48	155	700	1, 227
	31.0	20	30	500	0, 40, 50, 60, 70, 80, 100	155	532	1, 168
	26.4	20	30	700	0, 40, 50, 56, 60, 80, 84, 100, 112	185	457	1, 044

b) 拘束コンクリート

	W/(C+Ex) (%)	骨材寸法 (mm)	s/a (%)	単位量 (kg/m³)					圧縮強度* (kg/cm²)
				C+Ex	Ex	W	S	G	
普通セメント	30.0	20	30	500	0, 60, 80, 100	150	538	1, 237	718
	25.7	20	30	700	0, 60, 80, 100	180	464	1, 067	835
早強セメント	30.0	20	30	500	0, 40, 60, 70, 80, 100	150	535	1, 235	868
	25.7	20	30	700	0, 40, 60, 80, 100	180	461	1, 062	974

* 膨張材無混入コンクリートの材令28日標準水中養生強度供試体寸法 $\phi 10 \times 20$ cm円柱

図-5.1. 一軸拘束コンクリート供試体の形状



cmのビームである。拘束したコンクリートの圧縮強度は図-5.1(b)に示したような断面 10×10 cm、長さ15 cmの供試体によって求めた。試験時は拘束を解き端面を研磨して載荷した。無拘束コンクリートの圧縮強度は、 $\phi 10 \times 20$ cmの円柱供試体である。

コンクリートの曲げひびわれ強度試験は拘束状態のまま載荷し、コンクリートの引張縁に初期ひびわれを肉眼で確認できた荷重より、曲げひびわれ強度をもとめた。コンクリートに導入されるケミカルプレストレスは次の式によって算出した。

$$\sigma_{cP} = \varepsilon \cdot E_s \cdot A_s / A_c = \varepsilon \cdot E_s \cdot P$$

σ_{cP} : コンクリートに導入されたケミカルプレストレス (kg/cm^2)

ε : PC鋼棒のひずみ ($\times 10^{-6}$)

E_s : PC鋼棒のヤング係数 ($2.10 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$)

A_c : コンクリートの断面積 (cm^2)

A_s : PC鋼棒の断面積 (cm^2)

P : 鉄筋比%, この実験では0.70%, 1.01%および2.40%の3とおり

コンクリートは20℃の恒温室で、ワイマー型強制練りのミキサ(容量50ℓ)を用いて2分間練り混ぜ、型枠に1層に結めて、棒状バイブレーターで締め固めた。無拘束コンクリートの場合は、材令7日まで20℃水中養生し以後、

20℃、R・H・50%の恒温恒湿室で養生した。拘束したコンクリートについては、試験材令まで20℃水中養生する方法を選んだ。蒸気養生の行程は、前置き時間、昇温、降温とも3時間で、最高温度を65℃とし3時間保持した。蒸気養生は主に普通セメントを用いた場合について採用した。

表-5.4 無拘束膨張コンクリートの長さ変化と圧縮強度

材令 配合		7 日			28 日			91 日			1 年	
C+E _x (kg/m ³)	E _x (kg/m ³)	長さ 変化 (10 ⁻⁶)	重量 変化 (%)	圧縮 強度 (kg/cm ²)	長さ 変化 (10 ⁻⁶)	重量 変化 (%)	圧縮 強度 (kg/cm ²)	長さ 変化 (10 ⁻⁶)	重量 変化 (%)	圧縮 強度 (kg/cm ²)	長さ 変化 (10 ⁻⁶)	重量 変化 (%)
300	0	88	074	455	-286	-072	704	-590	-129	725	-738	-180
	24	146	076	381	-234	-132	520	-496	-199	527	-654	-248
	30	268	081	459	-164	-090	618	-341	-152	633	-468	-202
	36	334	076	437	-78	-090	596	-278	-154	617	-188	-200
	42	260	088	364	-22	-122	521	-260	-183	533	-382	-237
	48	460	087	369	178	-132	515	-20	-194	525	-134	-240
500	0	-24	051	789	-446	-021	935	-512	-059	963	-664	-107
	40	96	052	745	-180	-018	922	-208	-051	941	-198	-092
	50	354	050	778	144	-015	895	572	-048	805	2216	-082
	60	512	048	737	366	-007	892	2620	-045	606	7156	-081
	70	488	054	718	496	-017	796	4386	-084	495	11966	-094
	80	840	051	687	1974	-014	692	10156	-097	255	*	-107
700	0	52	048	883	-264	-008	964	-520	-045	1004	-716	-096
	56	354	048	800	26	002	962	418	-034	809	4098	-075
	70	256	049	782	110	-006	920	2900	-049	550	9904	-088
	84	724	055	770	1750	000	810	17008	-052	191	*	-227
	98	716	054	699	2344	-006	726	15132	-062	104	*	-156
	112	1144	052	687	9006	-013	356	*	-092	22	*	-105

5.2.3 無拘束膨張コンクリートの長さ変化、重量変化ならびに圧縮強度

表-5.4に無拘束コンクリートの各材令における長さ変化、重量変化ならびに圧縮強度を示した。なお無拘束コンクリートの重量および長さの基長は成形後1日目に測定した。

表-5.4に示したように、C+E_x量を300kg/m³とした場合、材令7日から乾燥養生されることによりコンクリートは収縮し、材令28日ではE_x量が48kg/m³の場合を除いてすべて収縮側となっている。E_x量を36kg/m³とすれば、材令1年での収縮ひずみは、 188×10^{-6} であり、膨張材を用いない場合の収縮ひずみの 738×10^{-6} に比べ著しく収縮ひずみが小さくなっている。また、最大膨張時からの収縮量を比較しても、E_x量を36kg/m³としたコンクリートの方が膨張材を用いない場合に比べ小さい。

また、この程度の膨張材の混入量があれば、コンクリートの強度の低下は無拘束状態でも比較的小さく、コンクリートの収縮補償を目的とする場合の適量かと思われる。

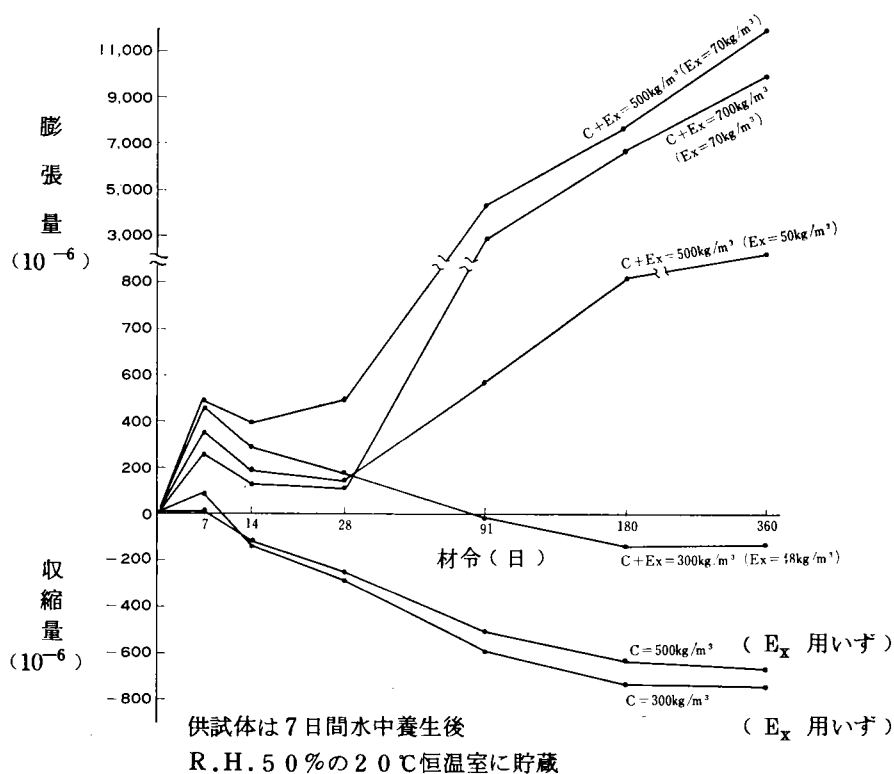
C+E_x量を500kg/m³とした場合、E_x量を40kg/m³とすると材令28日で収縮側に移るが、その後材令1年でもほとんど収縮は進まないことが認められる。E_x量を50kg/m³とすると、材令28日では材令7日に比べて収縮しているが、その後ふたたび膨張し、材令1年では $2,216 \times 10^{-6}$ まで膨張している。これに対し、C+E_x量が300kg/m³の場合は、E_x量を50kg/m³とほぼ同量の48kg/m³用いても、材令1年では逆に 134×10^{-6} 収縮している。このように、ほぼ同一膨張材混入量であるにもかかわらず、コンクリートの膨張挙動が著しく異なるのは、

おもにコンクリートの内部組織のち密度の差によるものと思われる。すなわち、 $C + E_x$ 量を 500 kg/m^3 としたコンクリートの内部組織は $C + E_x$ 量を 300 kg/m^3 としたものよりち密なため、乾燥養生によっても水分の散逸が防げられ、膨張材が長期にわたって反応し続けたものと考えられる。このことは、早強セメント $C = 500 \text{ kg/m}^3$ のブレンコンクリートの乾燥収縮量が $C = 300 \text{ kg/m}^3$ のブレンコンクリートのそれより小さいこと、また $C + E_x = 500 \text{ kg/m}^3$ のコンクリートの重量減少率は $C + E_x = 300 \text{ kg/m}^3$ のその約半分であることから推察される。 $C + E_x$ 量を 700 kg/m^3 とし、 E_x 量を 56 kg/m^3 とした場合、材令28日の膨張量は材令7日に比べて小さいが、その後材令とともに膨張し、材令1年では 4.098×10^{-6} まで膨張している。

したがって、コンクリートの強度は膨張材を用いていない場合に比べ著しく低下していることが考えられ、この程度まで膨張材を混入することは無拘束の場合危険であると思われる。

表-5.4のうち代表的なコンクリートの配合の長さ変化を図-5.2に示す。従来から言われているように膨張材のセメント膨張材重量比によって膨張量を表わすことができないことはもちろん、同一混入膨張材単位量でもコンクリートの強度、コンクリート組織の密度などを加味したコンクリートの配合により膨張挙動が異なることがわかる。

図-5.2 無拘束膨張コンクリートの長さ変化



5.2.4 拘束を受けた膨張コンクリートの長さ変化

表-5.5に拘束したコンクリートの材令7日および28日における各種コンクリートの長さ変化、ケミカルプレストレスならびに強度試験結果を示した。なお、拘束コンクリートのPC鋼棒の基長はコンクリートの成形直前に行った。

(1) 膨張材量、鉄筋比の影響

拘束を受けたコンクリートの長さ変化は膨張材量ならびに鉄筋比によって著しく影響されることは表-5.5によって明らかである。図-5.3は、 $C+E_x$ 量を 500 kg/m^3 とした場合の材令28日における鉄筋比とコンクリートの膨張量との関係を各膨張材量について示したものである。 E_x 量が 70 kg/m^3 まででは、鉄筋比による膨張量の差も 650×10^{-6} 程度であるが、 E_x 量を 80 kg/m^3 にすることにより、鉄筋比0.70%のコンクリートは著しく膨張し、 $2,750 \times 10^{-6}$ になるのに対して、鉄筋比2.40%の場合は、 $1,000 \times 10^{-6}$ 程度であり、その差は $1,750 \times 10^{-6}$ 程度にもなることが認められた。図-5.4は普通セメントを用いて蒸気養生した場合である。鉄筋比がコンクリートの膨張量におよぼす影響は図-5.3の場合と同様な傾向を示すが、同一の膨張材量でも両者の間では膨張量に相当の差がみられる。これは主にセメントの種類ならびに養生条件の違いからくるものと考えられる。図-5.5は、鉄筋比を1.01%とした場合における膨張材量と膨張量との関係について、普通セメントを用いた場合（蒸気養生）、ならびに早強セメントを用いた場合（水中養生）について示したものである。膨張材量の使用量が同じであってもセメントの種類、 $C+E_x$ 量ならびに養生方法によって膨張量に著しい差があることがわかる。

図-5.3 水中養生した早強セメントコンクリートの膨張量に
及ぼす膨張材量と拘束鉄筋比の影響

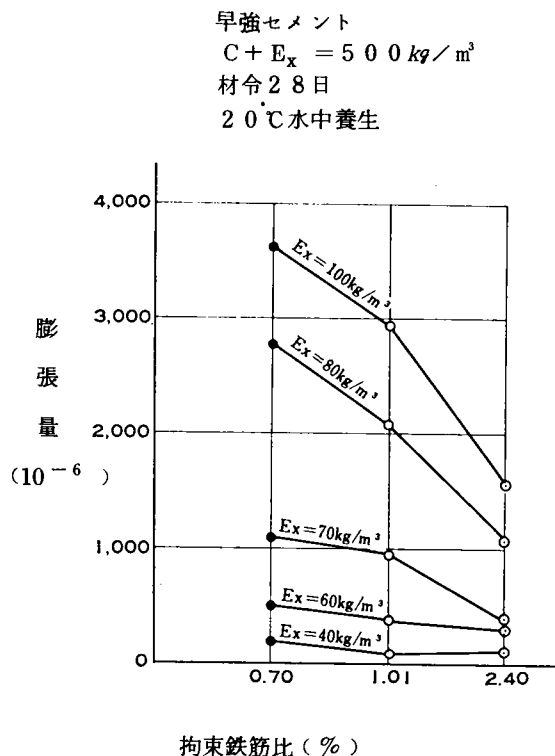


図-5.4 蒸気養生した普通セメントコンクリートの
膨張量に及ぼす膨張材量と拘束鉄筋比の影響

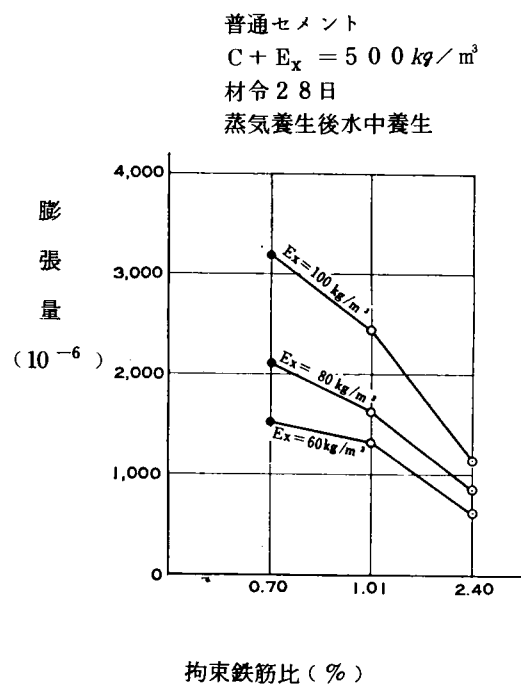


表-5.5 (その1) 各種コンクリートの膨張量、ケミカルプレストレスならびに強度試験結果

セメント の種類	単位 セメント 膨張材量 (kg/m³)	養生方法	単位 膨張材量 (kg/m³)	鉄筋比 (%)	膨張量(×10⁻⁶)		ケミカルプレストレス (kg/cm²)		曲げひびわれ強度 (kg/cm²)		圧縮強度(kg/cm²)	
					7日	28日	7日	28日	7日	28日	7日	28日
早 強 セ メ ン ト	500	水中養生	0	0	—	—	—	—	62.6	78.5	725	834
		水中養生	40	0.70	80	204	1.2	3.0	73.7	81.4	726	820
				1.01	46	85	1.0	1.8	78.9	84.1	733	825
				2.40	46	114	2.3	5.8	75.8	87.3	743	795
		水中養生	60	0.70	200	505	2.9	7.4	60.1	92.2	721	821
				1.01	179	441	3.8	9.4	66.9	80.1	747	818
				2.40	122	301	6.2	15.2	64.8	96.1	707	787
		水中養生	70	0.70	299	1,170	4.4	17.3	77.9	81.9	757	590
				1.01	280	980	6.0	20.9	83.4	84.2	711	565
				2.40	149	319	7.5	16.1	91.1	109	741	725
		水中養生	80	0.70	595	2,770	8.8	40.7	65.5	96.1	575	366
				1.01	529	2,100	10.4	44.6	70.6	112	599	439
				2.40	345	1,040	17.4	52.5	84.0	142	613	501
		水中養生	100	0.70	984	3,670	14.5	54.0	83.4	118	546	331
				1.01	776	2,930	16.4	62.3	91.1	139	612	371
				2.40	461	1,560	22.2	78.7	116	179	606	443
		蒸気養生	80	0.70	3,110	3,075	45.8	45.4	102	104	374	512
				1.01	2,490	2,420	51.5	51.3	119	109	467	565
				2.40	1,320	1,350	66.5	68.0	141	138	560	645
	700	水中養生	0	0	—	—	—	—	82.4	96.7	802	933
		水中養生	40	0.70	68	102	1.0	1.5	93.4	95.3	835	915
				1.01	68	127	1.5	2.7	82.4	94.5	813	939
				2.40	67	72	3.4	3.6	88.5	95.6	816	967
		水中養生	60	0.70	183	498	2.7	7.3	86.5	96.9	873	919
				1.01	153	298	3.3	6.3	84.0	92.3	825	931
				2.40	131	188	6.6	9.4	88.1	109	895	951
		水中養生	80	0.70	334	736	4.9	10.8	92.0	104	865	875
				1.01	247	625	5.2	13.2	89.1	97.9	846	871
				2.40	199	424	10.1	21.4	94.3	122	775	873
		水中養生	100	0.70	462	2,890	6.8	42.5	86.7	117	734	513
				1.01	507	2,450	10.6	52.0	92.1	133	682	497
				2.40	279	1,005	14.2	50.6	104	177	781	606
		蒸気養生	80	0.70	1,230	1,360	18.1	20.2	78.7	93.5	740	820
				1.01	845	970	18.0	20.6	84.2	103	706	854
				2.40	510	576	25.8	29.1	100	124	770	910

図-5.5 コンクリートの膨張量に及ぼす配合ならびに養生方法の影響

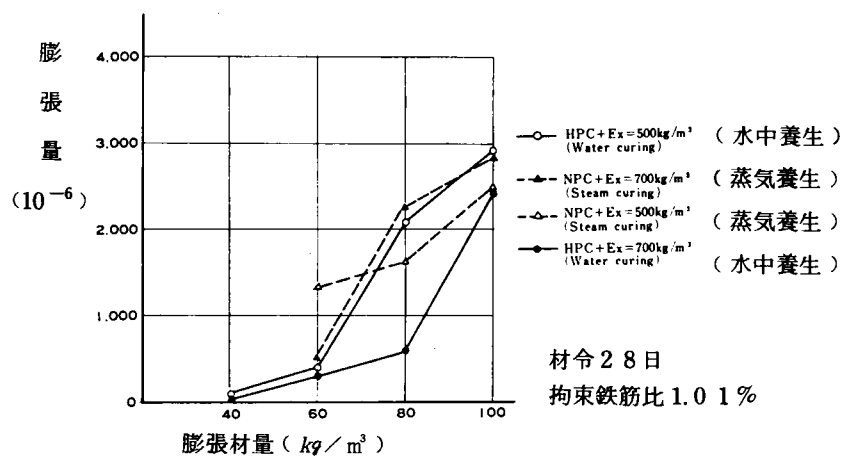


表-5.5 (その2) 各種コンクリートの膨張量、ケミカルプレストレスならびに強度試験結果

セメントの種類	単位 セメント 膨張材量 (kg/m ³)	養生方法	単位 膨張材量 (kg/m ³)	鉄筋比 (%)	膨張量(×10 ⁻⁴)		ケミカルプレストレス (kg/cm ²)		曲げひびわれ強度 (kg/cm ²)		圧縮強度(kg/cm ²)	
					7日	28日	7日	28日	7日	28日	7日	28日
普通セメント	500	蒸気養生	0	0	—	—	—	—	63.5	59.0	599	690
		蒸気養生	60	0.70	1,830	1,540	26.9	22.7	79.7	80.8	494	525
				1.01	1,280	1,320	27.2	28.0	83.0	91.0	468	550
				2.40	650	634	32.9	32.0	102	94.5	473	600
		蒸気養生	80	0.70	2,170	2,120	31.9	31.2	84.5	87.0	463	526
				1.01	1,640	1,620	34.8	34.4	91.9	96.4	426	528
				2.40	853	855	43.1	43.1	102	127	458	584
		蒸気養生	100	0.70	3,530	3,210	51.9	47.2	114	112	326	402
				1.01	2,540	2,462	54.0	52.1	115	116	341	401
				2.40	1,270	1,170	64.2	59.1	135	137	351	414
		水中養生	80	0.70	1,060	3,190	15.6	46.9	65.1	104	563	321
				1.01	880	2,520	18.7	53.5	77.5	116	605	356
				2.40	305	1,250	15.4	63.0	86.4	136	583	500
	700	蒸気養生	0	0	—	—	—	—	78.6	68.1	714	839
		蒸気養生	60	0.70	616	565	9.1	8.31	61.1	79.6	689	792
				1.01	586	512	12.4	10.9	70.8	85.5	690	804
				2.40	292	291	14.8	14.6	74.4	85.1	730	828
		蒸気養生	80	0.70	2,870	2,950	42.2	43.3	106	105	442	561
				1.01	2,290	2,280	48.6	48.3	113	116	498	548
				2.40	1,150	1,180	58.0	59.5	153	159	560	633
		蒸気養生	100	0.70	3,720	3,830	54.6	56.4	115	117	336	364
				1.10	2,940	2,890	62.5	61.4	133	128	379	419
				2.40	1,480	1,560	74.2	78.6	158	142	448	458
		水中養生	80	0.70	220	3,580	3.2	52.6	81.2	99.4	680	228
				1.01	198	2,760	4.2	58.5	75.5	113	678	368
				2.40	95.4	1,120	4.8	56.5	90.4	118	674	435

(2) セメントの種類による影響

図-5.6は、C+E_x量を500kg/m³、E_x量を80kg/m³とし、各材令における各鉄筋比の影響を普通セメントならびに早強セメントを用いた場合について示したものである。養生方法は20℃水中養生である。普通セメントを用いた場合、早強セメントを用いた場合に比べ初期の膨張量が大きく、材令21日程度から膨張がほとんど増加していないことが認められる。一方早強セメントを用いた場合では、この程度の材令ではまだ膨張が進行していることが認められる。

図-5.7はC+E_x量を700kg/m³、E_x量を80kg/m³とし、20℃水中養生した場合である。材令14日程度までは、セメントの種類による差はほとんど認められないが、材令21日以降では普通セメントを用いて、鉄筋比が小さい場合に著しい膨張が認められる。しかし、早強セメントを用いた場合については、いずれの鉄筋比でも膨張の程度は小さかった。

図-5.6 コンクリートの膨張量に及ぼすセメントの種類の影響

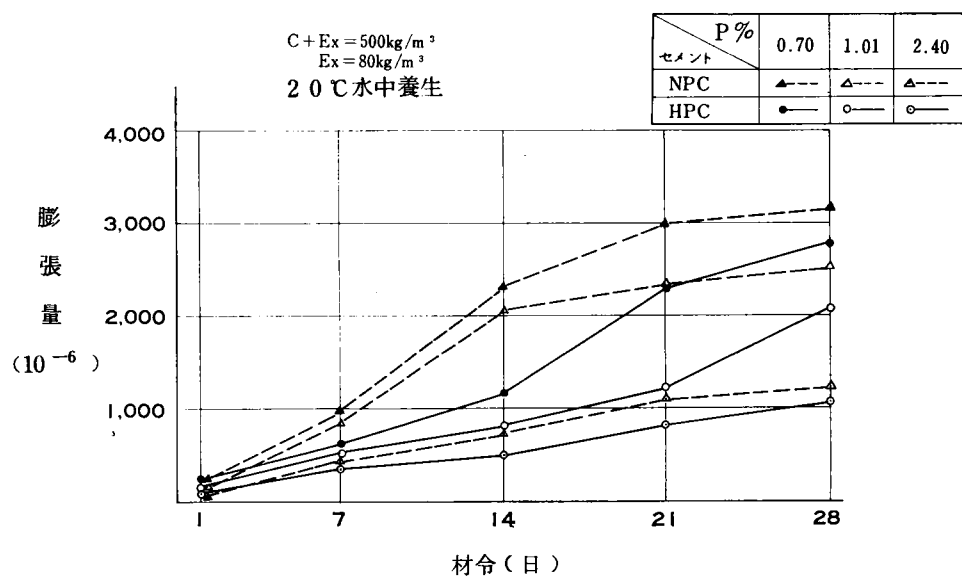
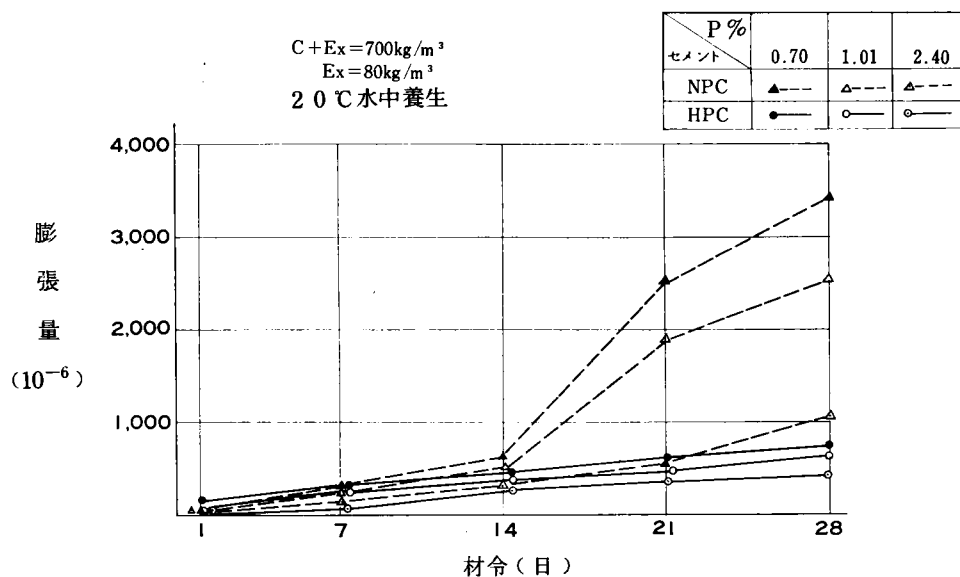


図-5.7 コンクリートの膨張量に及ぼすセメントの種類の影響



5.3 ケミカルプレストレスと曲げ強度ならびに圧縮強度との関係

(1) ケミカルプレストレス

図-5.8は早強セメント（水中養生）を用い、図-5.9は普通セメント（蒸気養生）を用いて、 $C + E_x$ 量を 500 kg/m^3 とした場合の、膨張材の混入量ならびに鉄筋比とケミカルプレストレスとの関係を示したものである。コンクリートに導入されるケミカルプレストレスは、膨張材の混入量が増加するにしたがって大きくなるが、その割合は鉄筋比が大きい程大きいことが認められる。たとえば、早強セメントを用いた場合、 E_x 量が 80 kg/m^3 で鉄筋比が、 0.70% の場合、ケミカルプレストレスは 40.7 kg/cm^2 導入されるのに対し、 2.40% では 52.5 kg/cm^2 導入されている。さらに、 E_x 量を 100 kg/m^3 と増加させると、鉄筋比が 0.70% ではケミカルプレストレスは 54.0 kg/cm^2 導入されるのに対し、 2.40% では 78.7 kg/cm^2 導入されるのである。

図-5.8 水中養生した早強セメント

コンクリートのケミカルプレストレス

材令28日、20℃水中養生

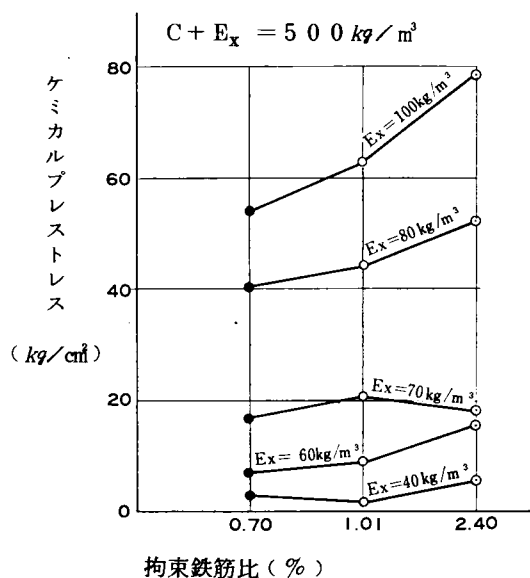
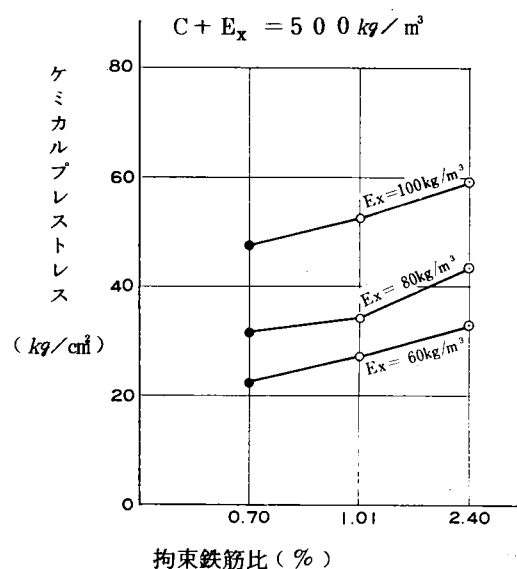


図-5.9 蒸気養生した普通セメント

コンクリートのケミカルプレストレス

材令28日、蒸気養生後水中養生

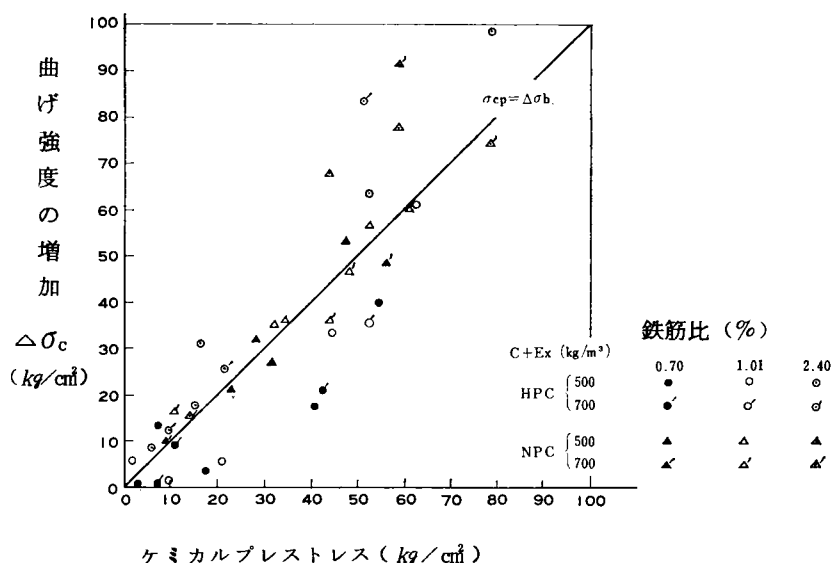


(2) 曲げひびわれ強度

拘束状態にある膨張コンクリートの曲げひびわれ強度は、おもにコンクリートに導入されたケミカルプレストレスによって支配されることが表-5.5によって明らかである。膨張材の混入量と同じであっても鉄筋比によってケミカルプレストレスの導入量には相当差のあることは前述のとおりであるが、ケミカルプレストレスの導入量に対する膨張材無混入コンクリートの曲げ強度を基準にした膨張材混入コンクリートの曲げひびわれ強度の増加量もコンクリートの拘束度、すなわち鉄筋比によって差のあることが認められる。

図-5.10は、表-5.5に示したコンクリートの材令28日におけるケミカルプレストレスと曲げひびわれ強度の増加量を示したものである。曲げひびわれ強度の増加量とケミカルプレストレスの導入量とは、ほぼ直線的な関係にある。図の中で、とくに鉄筋比の大きいものについて見ると、ケミカルプレストレスの導入量に比べ、曲げひびわれ強度の増加量が大きいことが認められる。これは鉄筋比が大きい程、同一ケミカルプレストレスに対するコンクリートの膨張量が小さく、プレス効果によりその分だけ組織がち密となり、曲げひびわれ強度が大きくなったものと考えられる。

図-5.10 ケミカルプレストレスと曲げ強度の増加との関係



(3) 圧縮強度

膨張材の混入量ならびに鉄筋比がコンクリートの圧縮強度におよぼす影響の一例を図-5.11、および図-5.12、に示す。図-5.11は早強セメントを用い、C+Ex量を500 kg/m^3 とした場合である。膨張材を用いない場合、材令28日の圧縮強度834 kg/cm^2 であるが、膨張材の混入量が増すにしたがって圧縮強度は低下する傾向が認められる。しかし、Ex量が60 kg/m^3 程度までは、その低下量は小さく13~47 kg/cm^2 であるが、さらにEx量を増すと圧縮強度は著しく低下し、Ex量が80 kg/m^3 では、圧縮強度は501~366 kg/cm^2 であった。C+Ex量を700 kg/m^3 とした場合では、表-5.5に示したように、Ex量が80 kg/m^3 まで圧縮強度はほとんど低下することなく、871~875 kg/cm^2 であった。

図-5.11 水中養生した早強セメントコンクリートの圧縮強度と膨張材量の関係

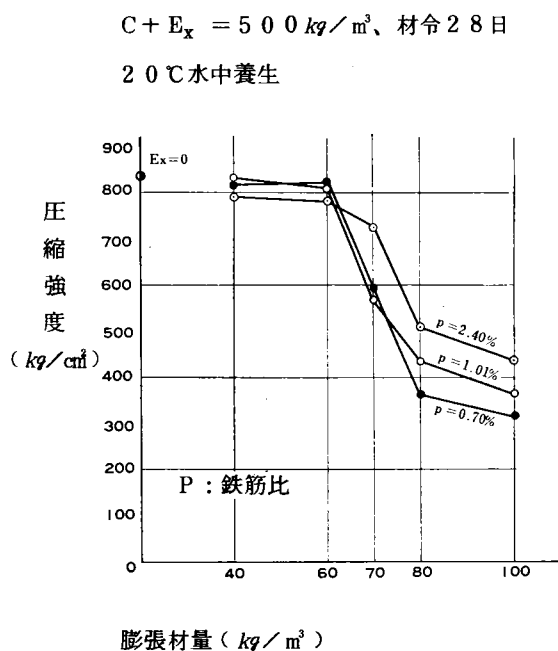


図-5.12 蒸気養生した普通セメントコンクリートの圧縮強度と膨張材量の関係

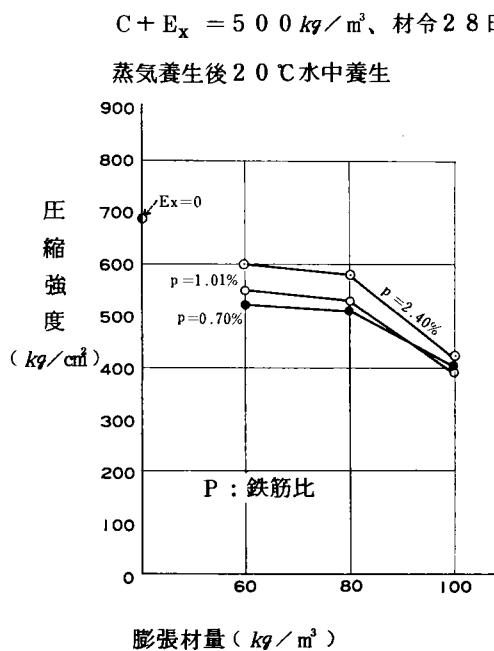
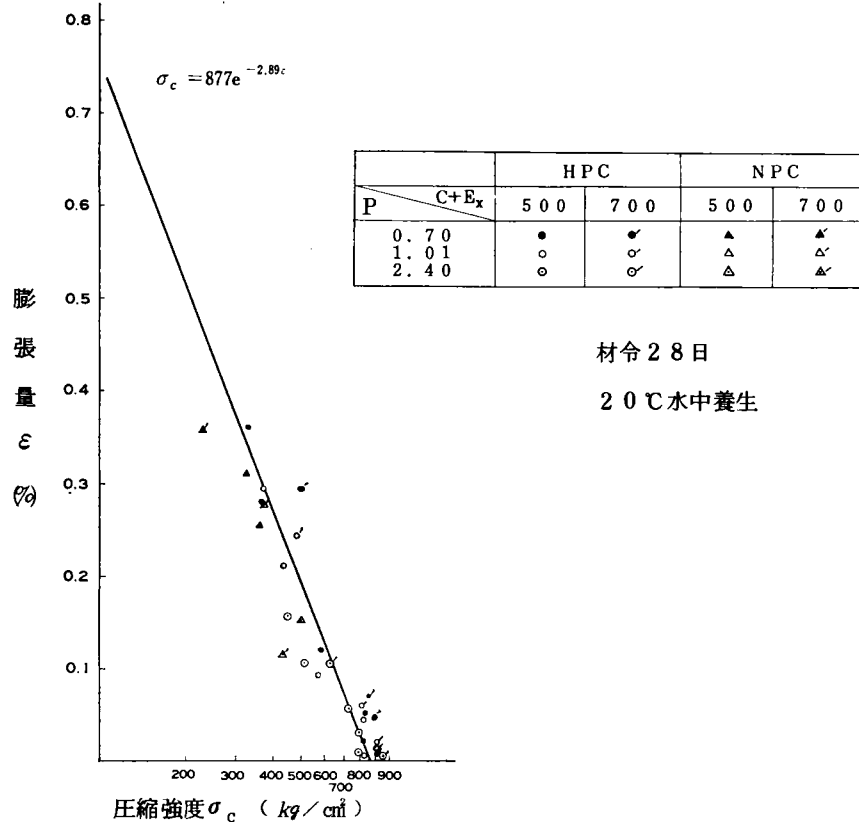


図-5.12は普通セメントを用い、 $C + E_x$ 量を 500 kg/m^3 とした場合を示した。 E_x 量が 60 kg/m^3 では、圧縮強度は $525 \sim 600 \text{ kg/cm}^2$ で、膨張材を用いない場合に比べ低下量は $90 \sim 165 \text{ kg/cm}^2$ であった。また、 E_x 量が 80 kg/m^3 でも圧縮強度の低下量は E_x 量が 60 kg/m^3 の場合と同程度であった。

膨張材の混入量が同じ場合、圧縮強度の低下量は鉄筋比の大きいもの程小さい傾向が認められる。これはおもにコンクリートの膨張の差に因るものと考えられる。図-5.13は表-5.5に示した水中養生コンクリートの材令28日における拘束膨張量と圧縮強度との関係を示したものである。

図-5.13 コンクリートの拘束膨張量と圧縮強度の関係



圧縮強度の対数と膨張量との間には、ほぼ直線関係があることが認められる。最小自乗法により、実験式をもとめると次のようになる。

$$\sigma = 877 e^{-2.89 \varepsilon}$$

σ_c … 圧縮強度 (kg/cm^2)

ε … 拘束膨張量 (%)

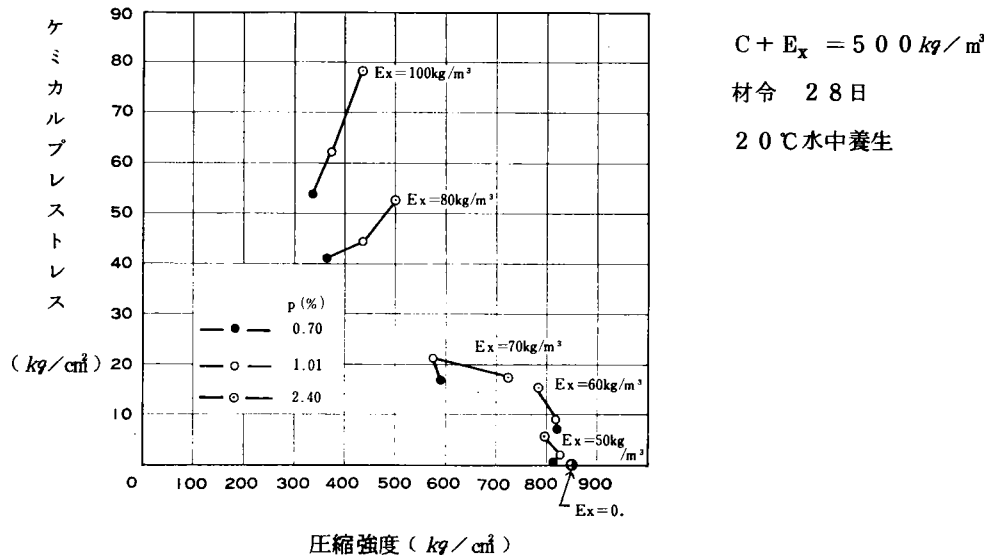
図-5.13から、拘束を受けた膨張コンクリートの圧縮強度は大体膨張量の関数として表わされること、膨張材を混入しない母体コンクリートの強度がほぼ等しい場合、圧縮強度と膨張量との間には、セメントの種類、膨張材量ならびに鉄筋比に関係なく、ある一定の関数が存在していることが認められる。すなわち、膨張材の混入量が多くても、鉄筋比が大きければコンクリートの圧縮強度の低下は小さく、また逆に混入量が少なくとも鉄筋比が小さければ圧縮強度の低下は大きいのであって、これらの関係を膨張量と圧縮強度との関係で示せば、ある一定の関係に示すことができるのである。このような膨張量と圧縮強度との関係は、通常の膨張材を用いないセメントペーストの空隙率と圧縮強度との関係に類似しているものと思われる。このことから、硬化した膨張セメントペーストの膨張量と空隙率および強度との間には高い相関関係が存在していることを示唆しているものと考えられる。

(4) ケミカルプレストレスと圧縮強度との関係

図-5.14は、早強セメントを用い、 $C + E_x$ 量を 500 kg/m^3 とした場合の水中養生材令28日におけるケミカ

ルプレストレスと圧縮強度との関係を示したものである。ケミカルプレストレスと圧縮強度との間には、相い反する関係が存在し、ケミカルプレストレスの導入量を大きくすることによって、圧縮強度が著しく低下することがわかる。図-5.14から、ケミカルプレストレスを 20 kg/cm^2 導入するためには、圧縮強度が 600 kg/cm^2 程度になること、

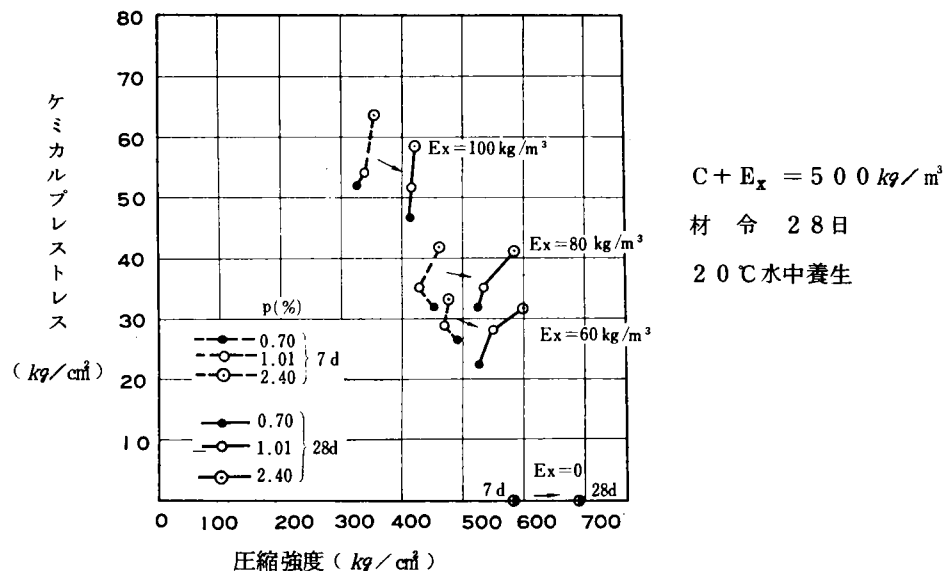
図-5.14 水中養生した早強セメントコンクリートのケミカルプレストレスと圧縮強度の関係



また、圧縮強度を 800 kg/cm^2 程度に維持するためには、ケミカルプレストレスは最大で 15 kg/cm^2 程度しか導入できないことがわかる。

図-5.15は、普通セメントを用い、 $C + E_x$ 量を 500 kg/m^3 とした場合の蒸気養生後材令7日および28日におけるケミカルプレストレスと圧縮強度との関係を示したものである。ケミカルプレストレスと圧縮強度との関係は、図-5.14と同様で、ケミカルプレストレスを 30 kg/cm^2 導入するためには、圧縮強度は、 550 kg/cm^2 程度になることがわかる。また材令7日と材令28日でケミカルプレストレスと圧縮強度との関係を比較してみると、材令28日では材令7日に比べ、ケミカルプレストレスの増加はなく、圧縮強度の増加がみられる。これは、蒸気養生終了時（材令1日）に膨張がほとんど完了し、以後セメントの水和による強度の増進のみがあったものと考えられる。

図-5.15 蒸気養生した普通セメントコンクリートのケミカルプレストレスと圧縮強度の関係



5.4 高強度コンクリートによるCPC管の製造実験

5.4.1 はじめに

近年、通行車両の重荷化、管の埋設深さの増大化ならびに管の基礎工事の簡略化にともない、従来の遠心力鉄筋コンクリート管では外圧強さが不足する場合がある。管の外圧強度を向上させるためには、従来よりさまざまな方法が考案され実用化されてはきたが、なかでも膨張混和材を用いて管体にケミカルプレストレスを導入するいわゆるCPC管は従来の製造工程とほとんど同様のため、経済的に高強度管が製造できる特色をそなえている。しかし、ケミカルプレストレスの導入量を高めるため、膨張材の使用量を増すと、コンクリートの圧縮強度は著しく低下し、高強度管の製造が不可能となる場合がある。

本実験では、圧縮強度が 800 kg/cm^2 程度の高強度コンクリートに膨張材を混和することにより、圧縮強度が $400\sim 500\text{ kg/cm}^2$ 程度に低下しても、通常の圧縮強度のコンクリートに膨張材を用いた場合より相当大きなケミカルプレストレスを導入できることを一軸拘束供試体により確かめるとともに、そのコンクリートを用いて小型および $\phi 1200\text{ mm}$ の遠心力鉄筋コンクリート管を製造すれば、初期びびわれ荷重の高い管が製造できることを確かめた。

5.4.2 実験方法と使用材料

実験に用いたセメントは小野田セメント社の普通および早強ポルトランドセメントであり、膨張材としては石灰系のもを用いた。それらの化学成分および物理的性質は表-5.2のとおりである。

一軸拘束供試体ならびに小型供試管の製造に用いた粗骨材は鬼怒川産の玉砕石で、比重 2.61 、最大寸法 20 mm 、粗粒率 6.65 のものであり、細骨材は富士川産の川砂で比重 2.65 、粗粒率 2.80 のものである。

$\phi 1200$ 管の製造に用いた粗骨材は秩父郡両神村産の砕石で、最大寸法 20 mm 、粗粒率 6.98 のものと最大寸法 10 mm 、粗粒率 6.42 のもを用いた。細骨材は渡良瀬川産の川砂で比重 2.64 、粗粒率 2.96 のものである。

実験に用いたコンクリートの配合を表-5.6に示す。

コンクリートに導入されるケミカルプレストレスおよび曲げびびわれ強度を求めるための供試体は、断面 $10\times 10\text{ cm}$ 、長さ 29.5 cm のビームで、圧縮強度を求めるための供試体は、断面 $10\times 10\text{ cm}$ 、高さ 15 cm の直方体である。小型供試管は、内径 150 mm 、厚さ 25 mm 、長さ 300 mm で管体の中央部に $\phi 2.8\text{ mm}$ の高張力筋を 25 mm ピッチに配筋したものである。この場合ラセン筋の鉄筋比は 1.0% となった。成管と同時に、管に用いた鉄筋比と同一の鉄筋比の一軸拘束供試体を作成した。

養生方法は成管後1日目に脱型し、最高温度 65°C で3時間保持の蒸気養生を行ない、以後試験材令の7日まで 20°C 水中養生を行う方法と、成管後型わくのまま蒸気養生した後、脱型し、材令7日まで水中養生を行う方法の2通りとした。

$\phi 1,200\text{ mm}$ 管はA種で、管厚が 95 mm 、長さ $2,430\text{ mm}$ のものである。ラセン筋は $\phi 6\text{ mm}$ の高張力筋で、ラセン筋間隔は 35 mm および 49 mm の2種類とし、いずれの場合もダブル配筋とした。この場合、ラセン筋の鉄筋比は 1.20% および 1.70% となった。鉄筋籠の端部は $\phi 8\text{ mm}$ 筋で捨て巻き補強を行い、一部の管では管端部に縦方向の補強筋($\phi 6\text{ mm}$ 、 $l=400\text{ mm}$)を入れた。

製管条件は、二層打ちの場合、各層 $4\text{ G}-4\sim 5$ 分、 $15\text{ G}-3\sim 4$ 分、 $31\text{ G}-5\sim 7$ 分を目標にし、一層打ちの場合、 $4\text{ G}-5$ 分、 $15\text{ G}-3$ 分、 $31\text{ G}-18$ 分を目標にした。型わくは現在工場で稼働中のもので、キャストイング径が $1,620\text{ mm}$ のものである。

養生方法は、主に成管後型わくのまま蒸気養生を行ったが、一部の管については、成管後翌日脱型し、蒸気養生を行った。

蒸気養生ならびに屋外での散水養生中のコンクリートの膨張量は、外側ラセン筋(両端部ならびに中央部の2か所)ならびに縦筋(端部ならびに中央部の2か所)にはりつけたワイヤーストレインゲージ($G.L.=3\text{ mm}$)によって測

表-5.6 CPC管のコンクリート配合

試験項目	セメントの種類	C+E _x (kg/m ³)	E _x (kg/m ³)	W (kg/m ³)	W/(C+E _x) (%)	S/a (%)	S (kg/m ³)	G (kg/m ³)
一軸拘束	普通	500	0, 60, 80, 100	150	30.0	30	538	1,237
		700	0, 60, 80, 100	180	25.7	30	464	1,067
小型供試管	普通	500	0, 60, 80,	150	30.0	30	534	1,230
		700	0, 80,	200	28.6	40	589	892
	早強	500	0, 80	170	34.0	40	705	1,060
		700	0, 80,	200	28.6	40	599	892
φ1,200mm管	普通	500	0,	180	36.0	40	682	1,039
			0, 42.5, 50 60, 80,	150	30.0	40	715	1,083

定した。小型供試管の場合と同様に、成型と同時に、管と同じ鉄筋比の一軸拘束供試体を作製し、各種の試験を行った。

5.4.3 一軸拘束供試体による実験結果

この実験に用いた鉄筋比は3種類で、0.70%、1.01%および2.40%である。

コンクリートは20℃の恒温室で打込み、前置き5時間、昇温および降温3時間、最高温度65℃-3時間保持の条件で蒸気養生を行い、材令28日まで水中養生を行った。

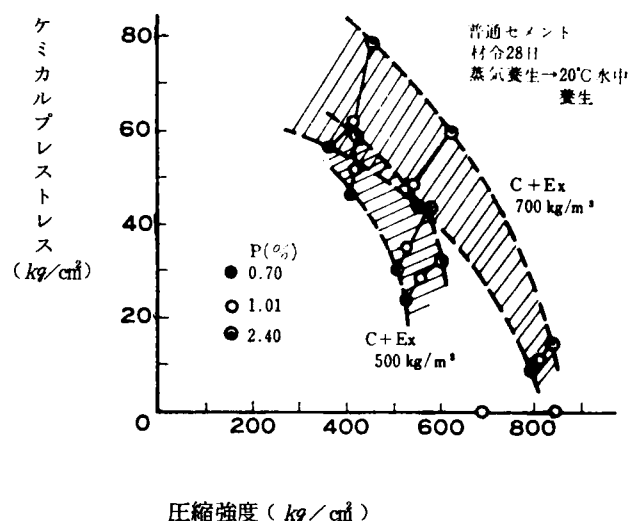
コンクリートに導入されたケミカルプレストレスと圧縮強度の関係を図-5.16に示す。

単位セメント膨張材量（以下C+E_x量と略記）を500 kg/m³とした場合、膨張材を80 kg/m³程度用いても圧縮強度の低下は比較的小さく、膨張材を用いない場合の690 kg/cm³に対し、526～584 kg/cm³であり、ケミカルプレストレスを3.12～4.31 kg/cm²導入できることが認められた。

一方C+E_x量を700 kg/m³にすることにより、同一膨張材量でも圧縮強度は561～633 kg/cm²となり、ケミカルプレストレスも4.33～5.95 kg/cm²導入できることが認められた。

ケミカルプレストレスの導入量が同程度であっても、鉄筋比が大きい程コンクリートの膨張量は小さく、コンクリートの組織が密になるためか、圧縮強度が大きくなる傾向も認められる。

図-5.16 一軸拘束供試体によるコンクリートの圧縮強度とケミカルプレストレスとの関係



5.4.4 小型供試管による実験結果

小型供試管の製造に用いたコンクリートの配合を表-5.6に、養生方法、一軸拘束供試体の試験結果および管の外圧試験結果を表-5.7に示す。

普通セメントを用いてC+E_x量を500kg/m³、E_x量を60kg/m³とし、脱型した後蒸気養生を行うことにより、小型管の初期ひびわれ荷重（載荷時に管体に巾0.05mmのひびわれが発生した時の荷重）は6.10t/mとなり、JIS1種規格値の1.6t/mの3.8倍となることが認められた。

一方、E_x量を80kg/m³とすれば、小型管の初期ひびわれ荷重は8.02t/mとなるが、管端部にコンクリートの膨張によると思われる円周方向に発達した膨張ひびわれが見受けられた。同一膨張材量でも型わくに拘束されたまま蒸気養生を行うと、ラセン筋に導入されるケミカルプレストレスは小さくなり、管の初期ひびわれ荷重は5.25t/mとなった。

早強セメントを用いた場合では、C+E_x量を500kg/m³、E_x量を80kg/m³とし型わく養生を行うことにより、管の初期ひびわれ荷重は6.24t/mとなり、膨張ひびわれも発生しなかった。

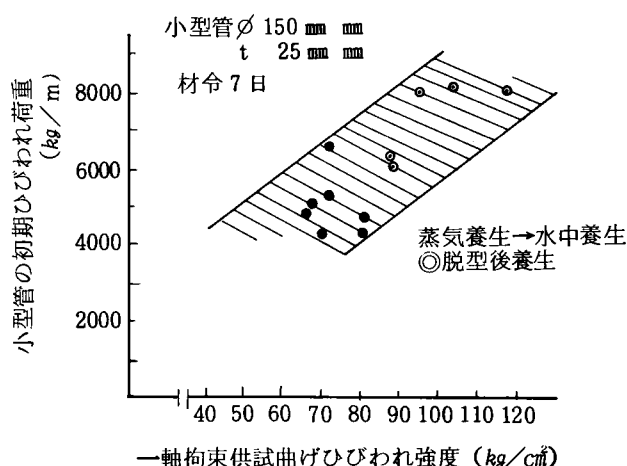
成管と同時に作製した一軸拘束供試体の曲げひびわれ強度と管の初期ひびわれ荷重との関係は、図-5.17に示すようにはほぼ直線的であることが認められた。これは、ケミカルプレストレスが導入されたコンクリートの曲げひびわれ強度とケミカルプレストレスが導入された管の底部のコンクリートのひびわれ耐力とには一義的な関係が存在し、管に導入されたケミカルプレストレスを一軸拘束供試体によって推測できることを示唆しているものと考えられる。

表-5.7 試験結果の一覧表

コンクリートの配合				養生 方法	一軸拘束供試体（材令7日）						ヒューム管外圧試験（7日）			
セ メ ン ト	C+E _x (kg/m ³)	W/C+E _x (%)	S/a (%)		膨張量(10 ⁻⁶)		ケミカルプレ ストレス σ _c (kg/cm ²)	曲げ強度 σ _b (kg/cm ²)	圧縮強度 σ _c (kg/cm ²)	弾性係数 E _c (10 ⁵ kg/cm ²)	ひび われ (t/m)	破壊 (t/m)	弾性係数 E _b (10 ⁵ kg/cm ²)	
					蒸気後	7日								
普 通	500+	0	30.0	30	脱型 蒸気	—	—	—	67.6	69.4	—	4.80	11.9	—
	440+	60	"	"	"	1,010	1,025	21.8	88.5	570	—	6.10	10.9	—
	420+	80	"	"	"	2,280	2,240	47.7	118	36.4	—	8.02	11.1	—
	420+	80	"	40	型枠 蒸気	1,146	1,106	23.5	71.4	525	—	5.25	11.3	—
	700+	0	28.6	"	"	—	—	—	69.4	548	—	5.15	13.2	—
	620+	80	"	"	"	556	527	11.2	730	695	—	6.60	14.0	—
早 強	500+	0	34.0	40	型枠 蒸気	—	—	—	—	—	—	3.40*	3.40*	4.23
	500+	0	"	"	"	—	—	—	70.3	760	3.68	4.25	14.9	3.88
	420+	80	"	"	"	1,163	1,174	24.9	88.2	580	3.30	6.24	13.7	3.99
	420+	80	"	"	脱型 蒸気	1,610	1,794	38.1	96.8	476	2.90	8.00	12.6	3.23
	700+	0	28.6	40	型枠 蒸気	—	—	—	—	—	—	3.46*	3.46*	4.20
	700+	0	"	"	"	—	—	—	82.2	731	3.59	4.34	11.7	3.66
	620+	80	"	"	"	708	620	13.2	82.0	718	3.22	4.74	11.1	3.93
	620+	80	"	"	脱型 蒸気	1,220	1,398	29.7	104	423	2.83	8.17	13.6	3.75

※ 無筋コンクリート

図-5.17 一軸拘束供試体の曲げひびわれ強度と小型管の初期ひびわれ荷重



5.4.5 φ1,200mm管による製造実験結果

実験に用いたコンクリートの配合を表-5.6に、実験内容および結果を表-5.8に示す。

実験Ⅰは膨張材を用いず、ラセン筋の鉄筋比を1.20%とした場合である。減水剤を用いない場合、管の初期ひびわれ荷重は4,320 kg/mであるのに対し、減水剤を用い、単位水量を150 kg/m³に減少させても4,530 kg/mあり、コンクリートの一軸拘束供試体の曲げ強度が10 kg/cm²程度大きくなっても管の初期ひびわれはほとんど高まらないことが認められた。しかし圧縮強度が130 kg/cm²程高くなったためか破壊強度は25%程度大きくなった。

実験Ⅱは E_x 量を50 kg/m³とし、鉄筋比を1.70%とした場合である。管の初期ひびわれ荷重は8,230 kg/mとなり、管の破壊荷重も比較的低下しないことが認められた。

実験Ⅲは E_x 量を60 kg/m³とした場合である。鉄筋比が1.20%とした管では初期ひびわれ荷重は6,180 kg/mであった。同一膨張材量でも、鉄筋比を1.70%とすることにより、初期ひびわれ荷重は9,340 kg/mとなり、ヒューム管協会3種規格値案を11%上まわる結果が得られた。同種の管を一層で製管した場合、破壊荷重が著しく高まることが認められた。これは一層で製管することにより、打ち継ぎ部分の弱点層が減少するためと考えられる。またこの製造方法による管は、内面の仕上がりもよく、管端部などに膨張ひびわれが発生しなかった。

実験Ⅳは E_x 量を80 kg/m³とし、鉄筋比を1.20%とした場合である。拘束量に比べ膨張量が大きすぎたためか、蒸気養生の終了時点で管端部の内面に膨張ひびわれが見られた。

実験Ⅴは、市販のエクспанを粉末度1,320 cm³/g程度に分級した試製の膨張材を用いた場合である。 E_x 量が42.5 kg/m³でも、管の初期ひびわれ荷重は8,770 kg/mとなることが認められた。

実験Ⅵは一層目に膨張材を用いないコンクリートを用い、二層目を E_x 量が60 kg/m³としたコンクリートを用いた場合である。この場合、管外面の縦方向に大きなひびわれが発生した。これは二層のコンクリートの膨張量が一層目のコンクリートの伸び能力を上まわったため、管の外面にひびわれが発生したものと考える。

各管の外圧荷重と一軸拘束供試体および管体のラセン筋の伸びから求めたケミカルプレストレスを図-5.18に示す。各管の初期ひびわれ荷重は、ケミカルプレストレスの導入量に比して大きくなることが認められる。

また、脱型後蒸気養生を行った管は、一軸拘束供試体によって求められるケミカルプレストレスより更に大きなケミカルプレストレスが導入されているものと思われる。

図-5.19は、各管の外圧荷重と管のたわみとの関係を示したものである。膨張材を用いた高強度管では、初期ひびわれが入った後の管のたわみが小さいことが認められる。ことに鉄筋比が1.70%とした管では管の剛性が大きく、荷

重を除去した際の復元力が大きかった。

表-5.8 高強度管の製造実験結果

	コンクリート			ラセン筋		縦筋本数	端部補強筋の有無	養生方法	打込層数	一軸拘束コンクリート (kg/cm^2)			管の外圧荷重 (kg/m)	
	E_x kg/m^3	減水剤 %	骨材最大寸法 mm	鉄筋比 %	ピッチ mm					ケミカルプレストレス	曲げひびわれ強度	圧縮強度	初期ひびわれ	破壊
I	0	0	20	1.20	49	64	無	型枠蒸気	2	0	47.1	631	4,320	14,900
		0.6	20	1.20	49	64	無	"	2	0	57.3	767	4,530	18,700
II	50	0.6	10	1.70	35	48	有	"	2	20.9	85.5	616	8,230	17,500
III	60	0.6	20	1.20	49	64	無	"	2	23.7	68.1	575	6,180	16,000
		0.6	20	1.20	49	64	無	"	2	22.6	65.0	618	8,130	15,700
		0.6	10	1.70	35	64	有	脱型蒸気	2	33.6	87.8	495	9,340	16,900
		0.6	10	1.70	35	64	有	型枠蒸気	1	24.7	92.6	404	8,720	20,600以上
IV	80	0.6	20	1.20	49	64	無	"	2	36.3	73.4	584	7,200	17,000
V	42.5	0.6	10	1.20	35	64	有	"	2	12.7	85.4	555	8,770	16,900
VI	外側0 内側60	0.6	10	1.20	35	64	有	"	2	内44.3	91.5	450	7,400	17,300

実験V 分級試製膨張材のブレン 1,320 cm^3/g

ラセン筋 ($\phi 6$ mm) 118 Kg/mm^2

縦筋 ($\phi 6$ mm) 64 Kg/mm^2

	JIS規格値 (Kg/m)		ヒューム管協会 3種規格値案 (kg/m)
	1種	2種	
初期ひびわれ荷重	3,000	5,600	8,400
破壊荷重	7,300	11,200	12,600

図-5.18 膨張材量とケミカルプレストレスならびに管の外圧荷重との関係

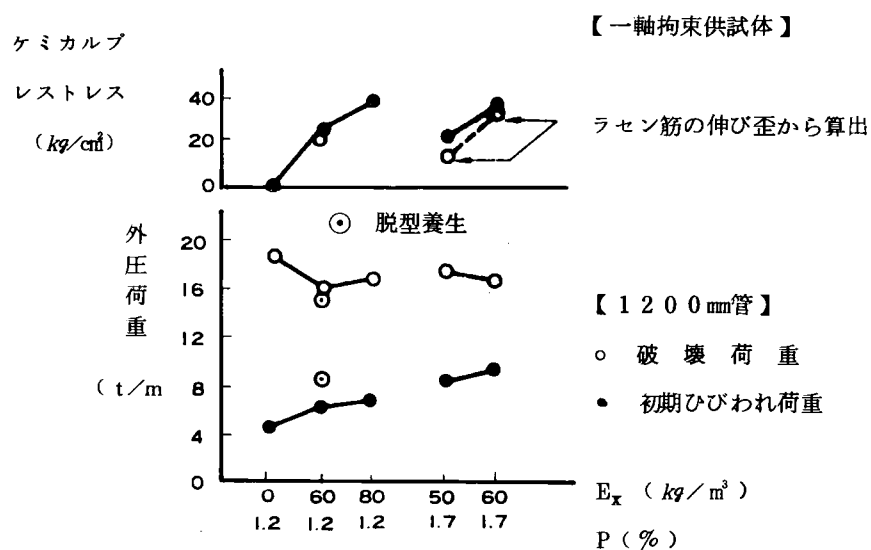
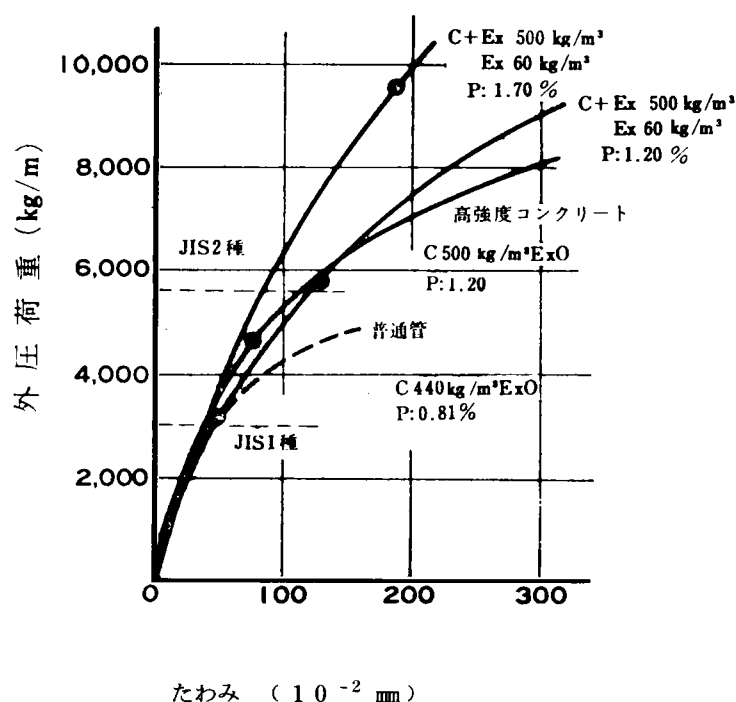


図-5.19 外圧荷重と管の内径垂直方向のたわみとの関係



5.5 結 語

圧縮強度 800 kg/cm^2 程度の高強度コンクリートに石灰系膨張材エクスパンを混和して、セメントの種類、鉄筋比、膨張材量ならびに養生方法などが、一軸拘束供試体コンクリートの膨張量、ケミカルプレストレスならびに強度に及ぼす影響について実験した。次にこれらの結果に基づきCPC管の製造実験を実施した。

本実験の結果から得られた要点は次のとおりである。

- 1) 高強度コンクリートの収縮補償の目的で膨張材を用いる場合、C+Ex 量が 500 kg/m^3 であれば、Ex 量を 40 kg/cm^3 で、膨張材を用いない場合と同程度であり、材令1年の収縮量も 198×10^{-6} 程度である。
- 2) コンクリートに導入されるケミカルプレストレスと圧縮強度との間には、相い反する関係が存在し、早強セメントを用いてC+Ex 量を 500 kg/m^3 とした場合、材令28日で圧縮強度を 800 kg/cm^2 程度得るためには、ケミカルプレストレスの導入量は 15 kg/cm^2 以下になり、ケミカルプレストレスを 20 kg/cm^2 程度得るためには、圧縮強度は 600 kg/cm^2 程度になる。

普通セメントを用いて蒸気養生を行った場合も同様で、ケミカルプレストレスを 30 kg/cm^2 程度得るためには、圧縮強度は 550 kg/cm^2 程度に、またケミカルプレストレスを $50 \sim 60 \text{ kg/cm}^2$ 導入すると圧縮強度は 400 kg/cm^2 程度となる。早強セメント 620 kg/m^3 に Ex 量を 80 kg/m^3 混入して蒸気養生したコンクリートは、材令28日でケミカルプレストレスが $20 \sim 30 \text{ kg/cm}^2$ 、圧縮強度が $820 \sim 910 \text{ kg/cm}^2$ 程度であった。

- 3) 拘束を受けた膨張コンクリートの曲げひびわれ強度は、主にコンクリートに導入されたケミカルプレストレスによって支配され、曲げひびわれ強度の増加量とケミカルプレストレスとほぼ直線的な関係にあることが認められた。この中で、特に鉄筋比の大きいものは、ケミカルプレストレスの導入量に比べ、曲げひびわれ強度の増加量が大きいことが認められた。
- 4) 同一膨張材混入量で同一拘束状態であってもセメントの種類、セメント量などのコンクリートの配合や、養生方法の違いによって、コンクリートの膨張挙動は非常に異なる。そのため、膨張材を使用するに当たっては、充分に実験し

てその特性を把握することが必要である。

- 5) 小型C P C供試管の場合、 E_x 量が $60\text{Kg}/\text{m}^3$ 程度であれば、脱型後蒸気養生してもコンクリートの膨張によるひびわれは認められず、初期ひびわれ荷重もJ I S 1種規格値の4倍程度となった。
- 6) A種 $\phi 1,200\text{mm}$ 管の場合では、実験の範囲が限定されているので、断定的なことは言えないが、 E_x 量を、 $60\text{kg}/\text{m}^3$ とし、鉄筋比を1.70%程度にし、管端部を補強することによってJ I S 1種の3倍程度の管の製造は可能と思われる。

また、コンクリートを一層で成管する方法は、管内部に打継目をつくらず、高強度管の製法として有効と思われる。

参 考 文 献

- 1) Klein, A. and Troxell, G.E.: Studies of Calcium Sulfo-aluminate Admixtures for Expansive Cements, Proceedings ASTM V.58, 1958, PP.986~1008
- 2) 田中太郎他: セメント技術年報、VⅢ、192~202 (1954) およびⅨ、108~117 (1955)
- 3) 近藤連一: 窯業協会誌、73【1】1~8 (1965)
- 4) 福田延衛: 工業化学雑誌64【5】865~871 (1961)
- 5) 河野俊夫、一家惟俊、中野昌之、綿貫輝彦: 各種セメントコンクリートに及ぼす石灰系膨張材の影響、膨張性セメント混和材を用いたコンクリートに関するシンポジウム講演概要、土木学会、1972, PP.21~25
- 6) 岡村甫、辻幸和、後藤克己: 一軸拘束を受ける膨張コンクリートの強度、第1回コンクリート工学年次講演会、1979, PP.85~88
- 7) 岡田清、太田誠、玉井摂郎、矢田篤、永渕強: 一軸拘束下のケミカルプレストレスに関する実験的研究、セメント技術年報、36、1982, PP.167~170
- 8) 長滝重義: コンクリートジャーナル、Vol.10, No1 Jan., No2 Feb., No3 March, No4 April, No5 May, 1972
- 9) 中野昌之、森達郎、宮田康雄、中莖義和: 石灰系膨張材を混和したモルタル・コンクリートの一般性状について、セメント技術年報26、1972, PP.141~147
- 10) 橋田敏之: 超高強度コンクリートの性状改善に関する研究、土木学会第29回年次学術講演会、昭和49年10月、PP.7~9
- 11) セメント協会: 膨張材を用いた繊維補強コンクリートに関する調査研究、繊維補強コンクリート研究専門委員会報告V-3、昭和58年6月、PP.71~92
- 12) 大塩明、後藤義信、大森淑考: 膨張材を混和した高強度コンクリートの基礎的研究、小野田研究報告 Vol.25、1973, PP.123~135
- 13) 大塩明、後藤義信、今井友宏、大森淑考: 一軸拘束を受けた高強度膨張セメントコンクリートの基礎実験、セメント技術年報XXVⅡ、1973, PP.320~325
- 14) 大塩明、後藤義信、大森淑考: 石灰系膨張材を混和したコンクリートのケミカルプレストレスに関する検討、第28回土木学会年次学術講演会概要集Ⅳ、1973, PP.224~226
- 15) 河野俊夫、一家惟俊、野呂正治、右田純一郎: 石灰系膨張材を混和したコンクリートのケミカルプレスとケミカルプレストレスに関する検討、セメント技術年報XXⅥ、1972, PP.153~157
- 16) 小野田セメント(株): 「小野田エクспан」技術資料、E-1
- 17) 富田六郎、寺下良行、小池勇、榎原敏: 低膨張性高強度ヒューム管に関する研究、セメント技術年報36、昭和57年、PP.482~485
- 18) 大塩明、後藤義信、大森淑考、右田純一郎: 高強度コンクリートによるCPC管の製造実験、セメント技術年報XXVⅢ、昭和49年、PP.440~443

第 6 章

鋼繊維で補強した高強度コンクリートに関する研究

第6章 鋼繊維で補強した高強度コンクリートに関する研究

6.1 緒言

繊維は昔から、材料の脆性の改善の目的に用いられてきた。たとえば木造建築の壁材として、赤土にわらすさを混合して使用するか、近代になっては石綿繊維をセメントモルタルに混入して、各種ボードの製造が行なわれている。¹⁾

我が国においては昭和48年に日本鋼管が鋼繊維のせん断ファイバーを初めて製造販売した。耐アルカリ性ガラスに関しては昭和49年にイギリスの Pilkington Brothers 社より Cem-FIL の製造実施権ならびにこの繊維を用いた GFRC の製造技術が導入された。²⁾

このように鋼繊維と耐アルカリ性ガラス繊維は我が国に市販されて10年経過し、これら繊維補強コンクリートは研究、実用化段階を経て発展期を迎えようとしている。

ポリプロピレンあるいはポリエチレン等の合成繊維を用いた補強コンクリートに関しては最近、英国でフィブリル化したポリプロピレンフィルムを開織して網状構造とした補強材を用いた新しい高靱性複合材料“NETCEM”を開発するにおよんであらたに見なおされている。NETCEM は十分にセメント結合材に含浸させた複数の網目状フィルムを積層成形して得られるもので、たとえば網目状フィルム50枚を積層して繊維混入率が8%、厚さが6mmの薄板が成形される。^{3), 4)}

昭和56年になると弾性係数はそれほど高くないが、比較的安価なビッチ系炭素繊維を用いた補強コンクリートの研究報告が見られるようになった。⁶⁾

アスベストは繊維セメント複合材料として古くから使われてきたが、健康障害等の問題から代替繊維の開発が期待されている。

セメントコンクリート補強用として現在実用化されている鋼繊維、ガラス繊維、ポリプロピレンやポリエチレンの合成繊維、炭素繊維とアスベストならびにこれらを用いたコンクリートの動向あるいは総説については、岡田¹⁾、小林²⁾、河野⁷⁾、大岸⁸⁾、Hannant⁹⁾をはじめACI 544委員会の報告¹⁰⁾や1975年にロンドンで開催されたRILEM の国際シンポジウムの概要等を取りまとめたSwamy¹¹⁾ の報告などがある。

表-6.1にはセメントコンクリート補強用繊維の特性を示す。これら繊維のうち、鋼繊維はセメントマトリックス複合材料に対しては最適で、コンクリートの約10倍の弾性係数を持ち、付着もよく、破断時の伸びが大きく補強材としての特性を具備しているので最もよく使用されている。

鋼繊維補強コンクリート(SFRC)の実用化の糸口となった研究は^{12), 13)}1963年にアメリカのRomualdi らによって発表された。鋼繊維によるコンクリートのひびわれ拘束機構の解明に関するもので繊維間隔説(Fiber Spacing Concept)と呼ばれるものである。

すなわち、コンクリートは元来内部に欠陥をもっているが、このような材料の強度を増すためには破壊靱性を増し、欠陥の大きさを減じ、かつ内部ひびわれ先端部(crack tip)における応力集中係数を減ずることが必要である。Romualdi らはひびわれ拘束体として繊維を密な間隔で配置すれば、crack tip における応力集中係数が減ずるのでコンクリートの引張強度が増大すると考えたもので、SFRCのひびわれ強度が繊維の間隔によって支配されることを示した。

なお、繊維間隔S(in)は、繊維の径d(in)、繊維の容積含有量p(%)とすると、 $S = 13.8 d \sqrt{1/p}$ の式で与えられる。

強化機構に関しては繊維間隔説のほか、もう1つの基本的な考え方である混合則(Law of Mixture)がある。

Swamy らは、SFRCの実験結果より次式を提案している。

$$Sc = 0.97 Sm (1 - Vf) + 3.41 Vf \cdot L/d$$

上式中、Sc : 複合体の強度

Vf : 繊維の容積混入率

Sm : マトリックスの強度

L/d : アスペクト比

表-6.1 セメントコンクリート補強用繊維の特性

セメント協会繊維補強コンクリート研究専門委員会

種 類	直 径 μm	長 さ mm	比 重	ヤング係数 10 ⁴ kg/cm ²	ポアソン比	引張強度 kg/cm ²	破断時 伸び%	容積混入 率 %	コ ス ト 円/kg
鋼 織 維		10~60	7.85		0.28			1~2	
炭 素 鋼	100~600			200		7,000 ~20,000	3.5		200~260
ステンレス鋼	10~330			160		21,000	3.0		450~600
耐アルカリガラス繊維		10~50						2~8	600~800
Cem・Filファイラメント	125			80	0.22	25,000	3.6		
204ファイラメント・ストランド	110×650		2.78	70	—	13,000	—		
ポリプロピレン繊維									
モノフィラメント	100~200	5~50	0.90	5	—	4,000	18.0	0.1~6	1,400~1,700
小繊維状	500~4,000	20~75	0.90	8	0.46	4,000	8.0	0.2~1.2	
ポリエチレン 織 維	800~1,000	30~60	0.95	2		2,600	15.0	0.5~4	1,400~1,700
炭素繊維									
PAN系 { 高弾性	8		1.90	390	} 0.35	13,000	~0.5		10,000~20,000
低弾性	9		1.90	230		26,000	~1.0		
ビッチ系 { 高弾性			17~19	200~400		25,000			
低弾性			1.6	43		9,000			20,000~30,000
アスベスト									
クリソタイル(白色)	0.02~30	0~40	2.55	170	0.3	(繊維束) 3,000~ 18,000	2~3	10	100~200
クロシドライト(青色)	0.1~20	0~70	3.37	200	—	36,000	2~3	—	

SFRCの配合設計では鋼繊維がコンクリートマトリックス中に一様に分散し、しかも鋼繊維のまわりにモルタルが十分に行きわたって硬化後に複合体として機能するように配合を定めることが基本となる。

¹⁵⁾ 小林はSFRCの配合を考えるまえにまず必要なことは、これが従来のコンクリートの延長上にある特殊コンクリートであると言う概念を捨てて、全く新しい構造材料であるとの認識を持つ必要があるとしている。

粗骨材の最大寸法の選定についてみると、長さが20mm以上の鋼繊維を用いた場合いずれも粗骨材最大寸法が鋼繊維の長さの約1/2付近で曲げ強度が最大となり、粗骨材最大寸法が鋼繊維の長さと同等以上では曲げ強度が相当地に低下することと示した小林らの研究結果に基づき、土木学会の鋼繊維補強コンクリート設計施工指針¹⁷⁾では粗骨材の最大寸法は鋼繊維長さの2/3以下と規定している。

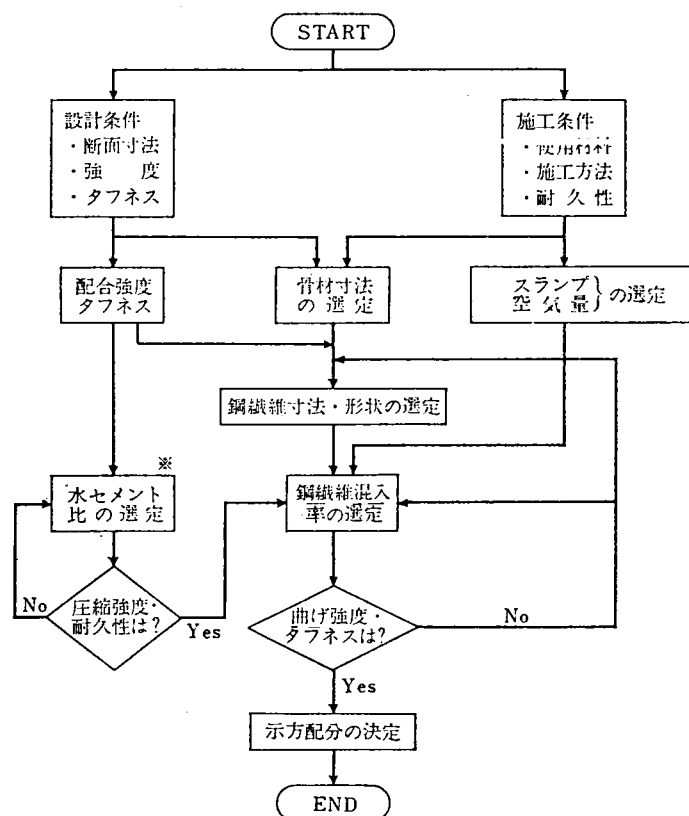
また、同設計施工指針¹⁷⁾には図-6.1如きSFRCの配合設計フローチャートを示し、曲げ強度ならびにタフネス(曲げ靱性係数)の両者を満足するように鋼繊維混入率と水セメント比を定めることとしている。

SFRCの配合設計方法に関しては上記文献のほかに太田ら¹⁸⁾や小林ら¹⁹⁾の研究がある。

SFRCは昭和50年頃よりその特長を生かして実構造への適用が積極的にすすめられるようになり、トンネル、道路など土木構造物に多くの使用実績を重ねてきた。

SFRCの適用分野は、これのみで構造物または構造部材をつくる場合と鉄筋コンクリートと併用する場合がある。

前者は、さらに無筋コンクリート構造物の性能向上を図る場合(例:舗装、トンネルライニング)と、SFRCのみで



※圧縮強度と W/C との関係については、普通コンクリートのデータを参考にすることができる。

図ー 6.1 SFRC 配合設計フローチャート例¹⁷⁾

鉄筋コンクリート部材の代替を図る場合（例：遠心力成形コンクリート管）がある。後者の鉄筋コンクリート部材の性能向上（例：耐震壁、柱・梁接合部 せん断補強）は将来に適用が予想される分野である。²⁾

SFRC の適用分野に関する文献は数多くあるが総括したものとして前記文献^{2), 7), 9), 10), 11), 17)}のほか²⁰⁾に遠藤²¹⁾、ならびに海外での施工例については Johnston²²⁾、小林ら²³⁾がある。

繊維補強コンクリートのなかで SFRC はこの 10 年間に数多くの基礎的研究ならびに実用化研究がなされてきたが、期待される複合材料であるがゆえにまだまだ究明しなければならない問題がある。

筆者らはマトリックスに高性能減水剤による高強度コンクリートを用いた SFRC に重点を置いた基礎的研究を実施した。^{23), 24), 25)}

実施した内容は 6.2 鋼繊維の表面処理方法と SFRC の強度特性、6.3 引張特性、6.4 衝撃抵抗性、6.5 乾燥収縮、クリープ、6.6 凍結融解抵抗性、6.7 海浜暴露に対する抵抗性、6.8 摩耗作用に対する抵抗性、6.9 水密性、6.10 鋼繊維の配向と SFRC の力学的諸性質、6.11 各種早強性セメントを用いた SFRC の力学的性質などであり、これら各項目については既往の文献についても調査した。

6.2 鋼繊維の表面処理方法と SFRC の強度特性

6.2.1 はじめに

SFRC における鋼繊維の補強機構は鋼繊維の強度および鋼繊維とコンクリートマトリックスとの付着強度に基づくものであり、とくに、脆性マトリックスと高弾性、高強度の繊維から構成される SFRC にとってはその補強効果は両者の付着特性に左右される。したがって、SFRC について考察する場合にはこの付着強度について十分検討することが重要である。

Tattersall²⁶⁾らは鋼繊維に表-6.2に示す化学的処理を施した場合、これらが付着強度に及ぼす影響を試験した。この表で注目されるのは、エポキシ樹脂とセメントによる被覆（エポキシ樹脂で被覆し、養生前にセメントを吹き付ける処理）を行った場合の付着強度が非常に大きく変動していること、亜鉛めっきを施した場合の付着強度の改善が著しいことなどである。

また、Tattersall²⁶⁾らは、鋼繊維の形状、SFRCの材令、養生、さらに膨張材CSAなどが付着に及ぼす影響を試験した。その結果が鋼繊維にインデント加工するのが付着強度を高めるのに最も効果的であるとしている。Hughes²⁷⁾も鋼繊維の形状の影響について試験し同様な結果を得ている。

Kothari²⁸⁾らはエポキシ樹脂を鋼繊維に被覆することによって付着強度が著しく改善されるとしており、防錆処理をも兼ねた新しい処理方法として検討する価値がある。

小林らは鋼繊維の防錆処理として水ガラスを基材とし、これに硬化材としてトリポリ磷酸アルミニウムを配合した塗料で鋼繊維を被覆したものが付着強度も大きく、無処理鋼繊維に比し補強効果が大きいとしている。

表-6.2 鋼繊維（カットワイヤー）の化学処理とその付着強度に及ぼす影響²⁶⁾

鋼 織 維 の 処 理		引抜き荷重(N)			付着強度 改善係数
No.	処 理 の 内 容	最小	最大	平均	
洗 浄					
1	トリクロルエチレンによる簡単な洗浄	25	37	29	1.5
エッチング					
2	10秒間稀硝酸中に浸漬後、水洗	18	47	29	1.5
3	10秒間濃硝酸中に浸漬後、水洗	24	43	32	1.6
4	1モルのしゅう酸中に1時間浸漬	4	41	21	1.0
5	りん酸の50%溶液中に15分間浸漬	9	38	24	1.2
酸 化					
6	350℃の炉で1分間加熱し、青色被覆形成	33	55	39	2.0
7	600℃の炉で1分間加熱し、暗灰色のスケール形成	83	119	93	4.7
8	トリクロルエチレンで洗浄したのち軽いさびの被膜形成	34	55	40	2.0
9	1モルの重クロム酸カリ中に2、3日間浸漬	26	61	41	2.1
樹 脂 被 覆					
10	加熱した鋼繊維にエポキシ被覆、180℃で1時間養生	43	88	61	3.1
11	10の処理でエポキシに粘性がある状態でセメントの吹付け	39	206	112	5.7
12	酢酸ビニール樹脂被覆	29	52	40	2.0
金 属 被 覆					
13	1モルの硫酸銅中に1分間浸漬	12	49	30	1.5
14	熱浸亜鉛めっき	108	206	149	7.6
15	電気亜鉛めっき	77	121	102	5.2
16	14の処理後9の処理	50	113	74	3.7
17	15の処理後9の処理	51	172	82	4.2

コンクリートマトリックスとしてポリマーデイスパーションを添加したポリマーセメントコンクリートを用い、この中に鋼繊維を分散せしめた鋼繊維補強ポリマーセメントコンクリートに関しては、小林³⁰⁾らが引張変形特性の改善の観点から研究を行ないスチレンとブタジエンがほぼ等量で結合しているSBRラテックスが最もすぐれているとしている。

大浜³¹⁾らは鋼繊維ポリマーセメントコンクリートの曲げ性状ならびに乾燥収縮³²⁾に関する実験を行ない、鋼繊維混入率及びポリマーセメント比の増加に伴い、鋼繊維補強ポリマーセメントコンクリートの曲げ強度は著しく向上すること、また乾燥収縮は著しく減少する傾向にあることを指摘した。

筆者は各種の表面処理を施した鋼繊維を用いた付着性状の改善に効果的であるといわれるゴムラテックスを混用した鋼繊維補強モルタルについて、鋼繊維の各種表面処理が鋼繊維補強モルタルの曲げおよび圧縮強度に及ぼす影響について検

討した。

6.2.2 試験方法

(1) 使用材料

実験に用いた材料は小野田社製普通ポルトランドセメント（比重 3.17）、鬼怒川産川砂（比重 2.64、F. M. 2.70）およびゴムラテックス（小野田 CX-B、スチレンブタジエン共重合体、比重 1.006、全固形分 42.2%）である。また鋼繊維は市販の冷延鋼板剪断品（N社製、比重 7.85、 $0.5 \times 0.5 \times 30$ mm、換算アスペクト比 54）を用いた。

(2) 配合および鋼繊維の表面処理

鋼繊維補強モルタルの配合は表-6.3に示すとおり、鋼繊維の混入率を3%と一定にし、ゴムラテックスを混入したモルタルの配合は無混入のものと同程度のワーカビリティとなるように試行によって定めた。比較のため、鋼繊維無混入モルタルについても試験した。実験に用いた鋼繊維には表-6.4に示すような各種表面処理を施した。

表-6.3 鋼繊維補強ポリマーセメントモルタルの配合

ラテックス量 (C×%)	鋼繊維 混入率 (%)	砂 セメント 比	水セメント 比 (%)	単 位 量 (kg/m³)				
				セメント C	砂 S	水 W	CX-B R	鋼繊維 F
0	0 3	2 1	37.4 35.9	695 918	1,390 918	260 330	— —	— 235
5	0 3	2 1	29.7 28.9	681 892	1,362 892	202 258	34.05 44.60	— 235
10	0 3	2 1	24.7 24.1	681 892	1,362 892	168 215	68.10 89.20	— 235
20	0 3	2 1	17.6 18.8	638 927	1,276 927	112 174	127.60 185.40	— 235

表-6.4 鋼繊維の表面処理の種類

処 理 No	処 理 方 法	処 理 の ね ら い
1	洗剤で洗浄後使用	鋼繊維製造中に付着したと思われる油分除去
2	洗浄後錆を発生させて使用	鋼繊維表面の起伏による付着面積の増大
3	ラテックスを付着させて使用	ラテックスによる付着力の増大
4	鉱油を付着して使用	付着力の減少
5	無 処 理	—

(3) 供試体および試験項目

練り混ぜにはホバートミキサ（容量 2ℓ）を用い、セメントおよび細骨材を空練りしたのち注水してモルタルを造り、これに鋼繊維を分散させながら投入する練り混ぜ方法を採用した。練り混ぜは注水後、3分間で完了し、練り混ぜが完了したモルタルをただちにフローおよび単位容積重量の測定に供するとともに、供試体を作成した。供試体はセメント強さ試験に用いる $4 \times 4 \times 16$ cmの型枠に一層で成形した。脱型は翌日行い、脱型した供試体には所定の試験材令まで標準養生を行った。

強度試験は材令 7 日および 28 日において、各材令 3 個の供試体曲げ強度および曲げ強度試験が終了した供試体の切片 6 個について圧縮強度を測定した。

6.2.3 試験結果および考察

まだ固まらない鋼繊維補強モルタルのフローおよび単位容積重量は表— 6.5 に、また曲げおよび圧縮強度試験の結果は表— 6.6 に示すとおりである。表— 6.6 によれば鋼繊維無混入のモルタルの曲げ強度はゴムラテックスの混入率を増加させるのに伴って増大する傾向にあるが、一方、圧縮強度はモルタルの水セメント比が減少しているにもかかわらず、逆に低下することが示された。したがって、ゴムラテックスの混用はモルタルマトリックスの曲げ強度改善に有効であろう。

表— 6.5 まだ固まらない鋼繊維補強ポリマーセメントモルタルの性状

性 状		モ ル タ ル フ ロ ー				単位容積重量 (kg/m ³)			
ラテックス量 (C×%)		0	5	10	20	0	5	10	20
鋼 繊 維 処 理 №	1	171	171	178	158	2,422	2,432	2,442	2,365
	2	173	163	163	153	2,430	2,442	2,438	2,405
	3	175	—	—	—	2,425	—	—	—
	4	217	165	157	151	2,395	2,398	2,422	2,335
	5	172	155	174	154	2,402	2,448	2,450	2,372
鋼 繊 維 無 混 入		160	160	170	161	2,325	2,298	2,292	2,202

鋼繊維混入率 3%

表— 6.6 硬化した鋼繊維補強ポリマーセメントモルタルの性状

	ラテックス量 (C×%)	材 令 (日)	鋼 繊 維 表 面 処 理 №					鋼 繊 維 無 混 入
			1	2	3	4	5	
単 位 容 積 重 量 (kg/m ³)	0	7 28	2,480 2,520	2,500 2,500	2,480 2,469	2,516 2,531	2,520 2,523	2,379 2,402
	5	7 28	2,543 2,617	2,594 2,559	— —	2,480 2,504	2,539 2,527	2,383 2,391
	10	7 28	2,539 2,551	2,535 2,535	— —	2,531 2,551	2,523 2,563	2,402 2,402
	20	7 28	2,418 2,410	2,430 2,426	— —	2,391 2,402	2,434 2,426	2,262 2,281
曲 げ 強 度 (kg/cm ²)	0	7 28	165.0 231.2	179.9 227.7	161.4 197.6	92.5 161.5	128.1 209.0	91.5 114.7
	5	7 28	208.0 235.5	193.5 230.3	— —	155.3 155.9	177.6 204.5	92.4 111.0
	10	7 28	198.2 239.3	177.2 225.0	— —	164.1 186.3	188.6 215.2	106.4 116.8
	20	7 28	218.7 247.4	223.4 236.8	— —	182.7 204.7	196.1 233.0	122.8 124.2
圧 縮 強 度 (kg/cm ²)	0	7 28	642 878	617 890	546 805	658 971	665 998	432 754
	5	7 28	635 883	624 844	— —	610 751	678 798	436 550
	10	7 28	533 755	525 729	— —	500 582	549 723	378 494
	20	7 28	475 531	513 595	— —	439 492	502 622	347 480

供試体の大きさ 4 × 4 × 16 cm。

図-6.2、図-6.3、図-6.4および図-6.5は鋼繊維の各種表面処理が鋼繊維モルタルの強度に及ぼす影響を示したものである。これらによれば、鋼繊維補強モルタルの曲げ強度は鋼繊維の表面性状によって著しく異なることが示された。たとえば、材令28日における曲げ強度は図-6.3に示すとおり、ゴムラテックスを混用しない場合、鋼繊維無混入のモルタル曲げ強度が $114.7\text{kg}/\text{cm}^2$ であるのに比し、鋼繊維をそのまま使用した場合 $209.0\text{kg}/\text{cm}^2$ 、洗剤で洗浄した直後使用した場合 $161.5\text{kg}/\text{cm}^2$ 、そして表面にゴムラテックスを付着させて使用した場合 $197.6\text{kg}/\text{cm}^2$ であって、鋼繊維をそのまま使用したもの比べ、洗浄および発錆させて使用した場合の曲げ強度は大きく、油を付着させた場合には逆に小さいことが示された。これは洗浄によって鋼繊維製造中に付着したと思われる油分、よごれ等が除去し、また発錆によって鋼繊維表面の起伏が増したことによって鋼繊維とモルタルマトリックスとの付着力が増大し、逆に油分の付着によって減少したものと推察される。

図-6.2 曲げ強度の結果 材令 7 日

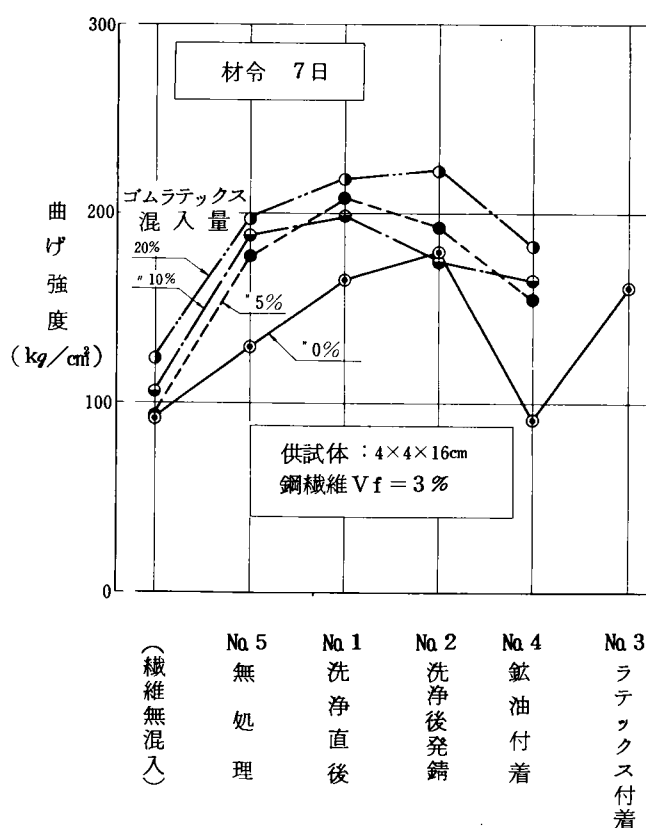
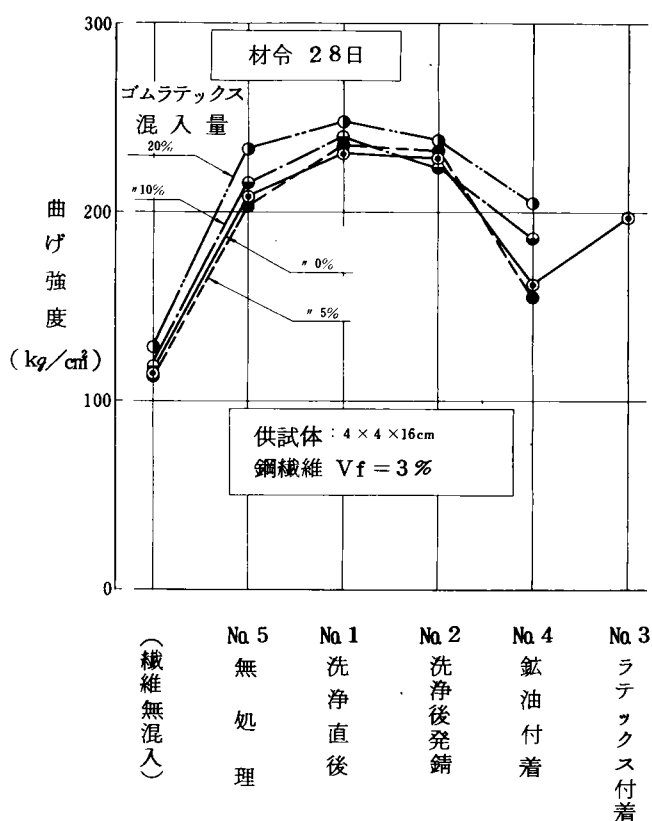
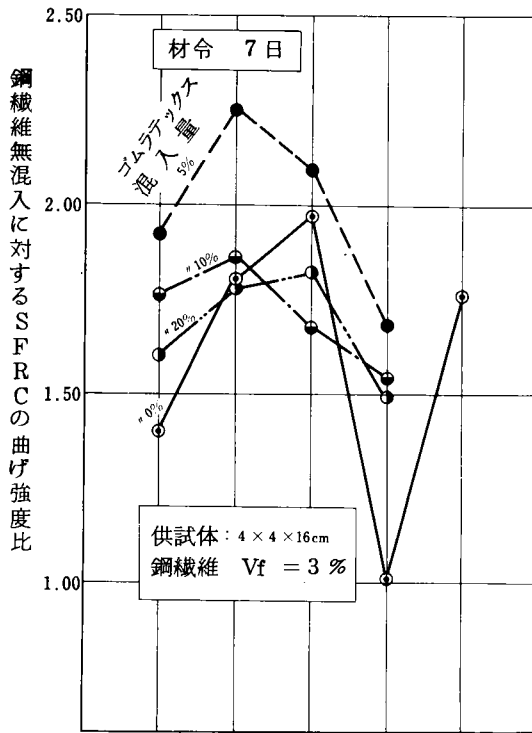


図-6.3 曲げ強度の結果 材令 28 日



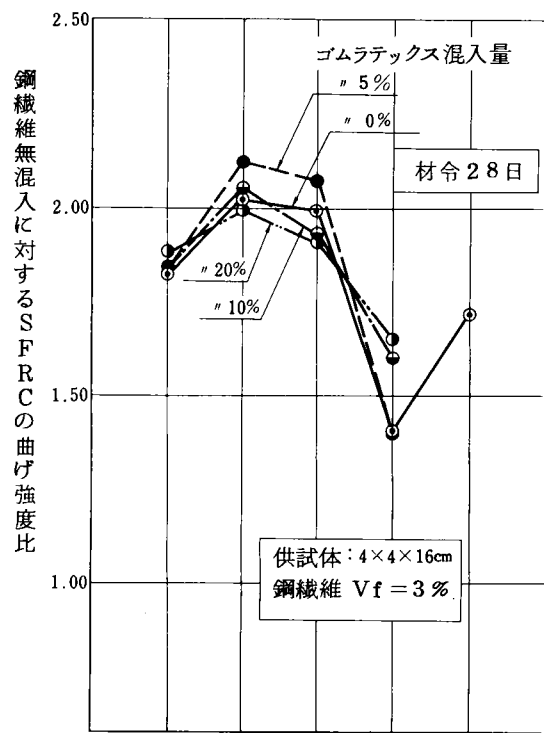
さらに、モルタルマトリックスにゴムラテックスを混入した場合にも混入率によって鋼繊維補強モルタルの曲げ強度が異なることが示された。すなわち、図-6.2および図-6.3に示すとおりゴムラテックスを混入しないものに比べ、ゴムラテックスを5%、10%、20%と増加するに伴って、鋼繊維補強モルタルの曲げ強度は増大することが認められ、このような傾向は材令28日より7日の結果において顕著であることも認められた。一方、鋼繊維無混入のモルタルおよび鋼繊維補強モルタルの曲げ強度が増進する割合はゴムラテックスの混入率によって異なることが認められた。すなわち、図-6.4および図-6.5は鋼繊維無混入のモルタルの曲げ強度に対する鋼繊維補強モルタルの強度の割合を示したものであるが、これらによれば、材令7日の場合、未処理の鋼繊維を混入したモルタルの曲げ強度は、繊維無混入の強度に比べ、ゴムラテックスの混入率を0%、5%、10%および20%としたものではそれぞれ、140%、192%、177%および160%であってゴムラテックスを5%混入した場合には著しく強度増進するが、10%以上混入した場合には5%混入したものよりも曲げ強度が増進する割合が低下することが示され、このような傾向は若材令において著しいことも認められた。

図-6.4 鋼繊維無混入モルタルの曲げ強度に対する鋼繊維補強モルタルの曲げ強度比



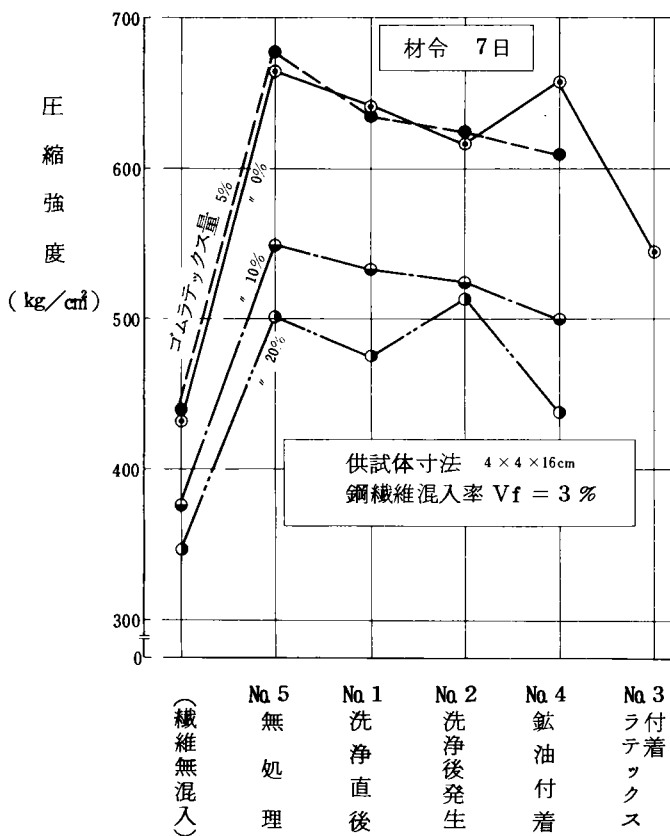
No. 5 No. 1 No. 2 No. 4 No. 3
無 洗 洗 鉍 ラ
処 浄 浄 油 付
理 後 後 付 着
 後 発 着 ツ
 生 クス

図-6.5 鋼繊維無混入モルタルの曲げ強度に対する鋼繊維補強モルタルの曲げ強度比



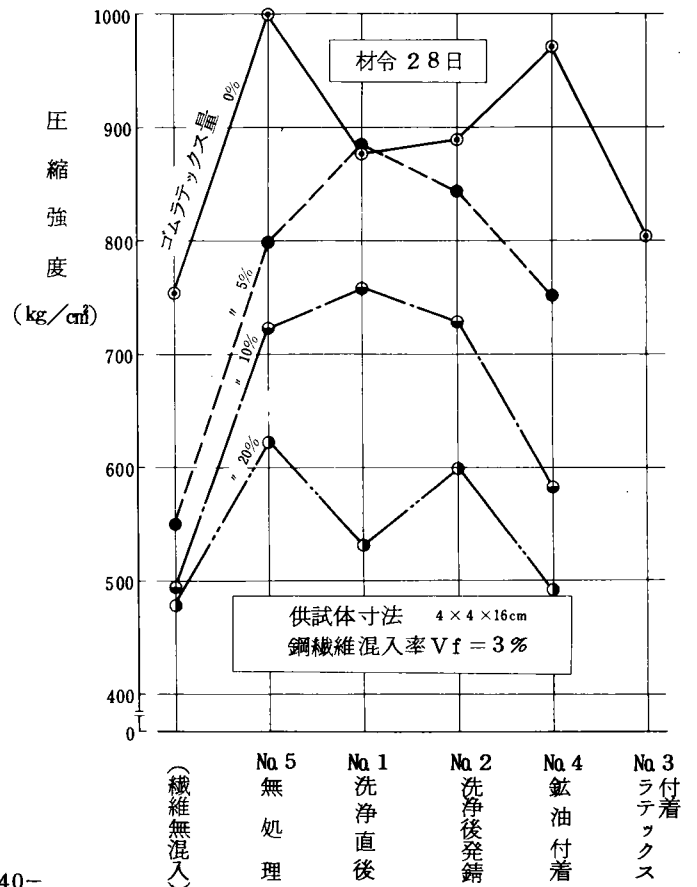
No. 5 No. 1 No. 2 No. 4 No. 3
無 洗 洗 鉍 ラ
処 浄 浄 油 付
理 後 後 付 着
 後 発 着 ツ
 生 クス

図-6.6 圧縮強度の結果



(繊維無混入)
No. 5 No. 1 No. 2 No. 4 No. 3
無 洗 洗 鉍 ラ
処 浄 浄 油 付
理 後 後 付 着
 後 発 着 ツ
 生 クス

図-6.7 圧縮強度の結果



(繊維無混入)
No. 5 No. 1 No. 2 No. 4 No. 3
無 洗 洗 鉍 ラ
処 浄 浄 油 付
理 後 後 付 着
 後 発 着 ツ
 生 クス

以上の結果から判断して鋼繊維補強コンクリート（モルタル）の曲げ強度について検討する場合にはマトリックスにゴムラテックスを5%程度混入し、鋼繊維を洗浄、発錆させて使用することが有効な場合もあろう。

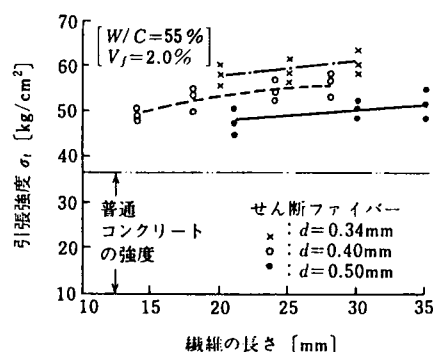
6.3. S F R C の引張特性

6.3.1 はじめに

コンクリートは元来、脆性材料である。1000kg/cm²以上の圧縮強度を有する高強度コンクリートであっても引張強度、変形能力等はそれほど改善されない。コンクリート中に鋼繊維を混入することはこれらの改善にきわめて効果的であるといわれている。

小林、趙³³⁾は単純引張試験により、S F R Cの引張強度は繊維混入率とともに増大すること、また図-6.8に示すように、鋼繊維の直径が一定の場合、引張強度に及ぼす鋼繊維の長さまたはアスペクト比の影響は比較的小さいこと、鋼繊維の直径が小さくなるほど引張強度が増大することを指摘した。

図-6.8 引張強度に及ぼす繊維の長さ³³⁾と直径の影響



趙³⁴⁾らはS F R Cの引張強度をいわゆる割裂方法で求めた場合、直接引張方法よりも高くなる。その傾向は繊維混入率が大きくなるほどその差が増大し、繊維混入率2%における割裂引張強度は直接引張強度の約1.4倍に達したとしている。

また、S F R Cの引張強度試験方法として、両引き試験方法が実用的であると提案している。

仕入³⁵⁾らは鋼繊維を用いたモルタルで引張強度が2.0～2.7倍増加した結果をえている。

秋浜³⁶⁾らはパーライトモルタル等の比重の異なる各種セメントマトリックスを用いたS F R Cの純引張試験を行ないS F R Cの引張強度は、鋼繊維の形状・寸法や機械的性質、混入率、及びマトリックスの性質などによって大きく変化する。しかし使用繊維がそのマトリックスに対して限界繊維長さ(l_c)以下で、かつ繊維混入率(V_f)が限界繊維混入率以下の場合、引張強度(σ_{cu})は複合則式、 $\sigma_{cu} = \sigma_{mu}(1 - V_f) + \alpha \cdot V_f \cdot \tau \cdot (l/d)$ によってかなり精度良く推定することが可能であるとしている。

筆者はS F R Cの引張強度ならびに引張変形特性について、破断局所の挙動を直接引張方法で測定した。また割裂方法の是非についても検討した。

6.3.2 試験方法

(1) 使用材料

実験に用いた材料は小野田社製普通ポルトランドセメント（比重3.17）、鬼怒川産川砂（比重2.64、F. M. 2.70）、岩瀬産砕石（硬砂岩、最大寸法10mmと20mm、比重2.66）であり、鋼繊維には市販の冷延鋼板剪断品（N社製、比重7.85、0.5×0.5×30mm、換算アスペクト比54）を用いた。また混和剤として、コンクリートにはマイテイ 150を、モルタルにはボゾリスNa 5 Lをそれぞれセメント重量に対して1.5%および0.25%使用した。

(2) コンクリートおよびモルタルの配合

SFRCおよびモルタルの配合を表-6.7に示す。SFRCの配合はいずれも粗骨材の最大寸法を10mm、鋼繊維の混入率を0、1および2%とし、単位セメント量は550kg、細骨材率は50%と一定にした。単位水量は所要のワーカビリティが得られるように試行によって定めた。また、鋼繊維補強モルタルの配合は鋼繊維混入率を0、1、2および4%とし、砂セメント比を鋼繊維混入率を0、1および2%としたものでは2.0、また、4%としたものでは1.0とした。モルタルの水セメント比は鋼繊維無混入のものと同程度のワーカビリティとなるように試行によって定めた。

なお、骨材最大寸法、20mmを用いたコンクリートは衝撃試験などに用いた。

表-6.7 配 合

a. コンクリート

骨材最大寸法 (mm)	繊維混入率 V _f (%)	砂率 s/a (%)	水セメント比 W/C (%)	単位重量 (kg/m ³)					
				セメント C	水 W	細骨材 S	粗骨材 G	減水剤 WRA	鋼繊維 F
10	0	50	30.0	550	165	864	871	8.25	—
	1.0	50	31.8	550	175	830	836	8.25	78.5
	1.5	50	32.4	550	178	816	822	8.25	117.8
	2.0	50	32.7	550	180	811	817	8.25	157.0
20	0	50	30.0	500	150	894	901	7.50	—
	1.0	50	33.3	500	165	865	872	7.50	78.5
	1.5	50	35.2	500	176	822	828	7.50	117.8
	2.0	50	35.8	500	179	809	815	7.50	157.0

* WRA : C×1.5%

b. モルタル

繊維混入率 V _f (%)	砂セメント比 S/C	水セメント比 W/C (%)	単位重量 (kg/m ³)				
			セメント C	水 W	細骨材 S	減水剤 WRA	鋼繊維 F
0	2.0	35.0	672	235	1,344	1,680	—
1	2.0	37.5	665	249	1,330	1,663	78.5
2	2.0	40.0	650	260	1,300	1,625	157.0
3	1.0	36.0	889	320	889	2,223	235.5
4	1.0	38.0	864	328	864	2,160	314.0

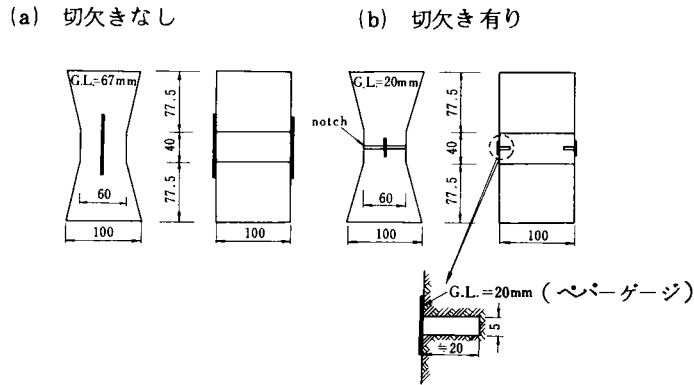
* WRA : C×0.25%

(3) 供試体および試験項目

コンクリートおよびモルタルの練り混ぜにはSFRC用に改良した強制練りミキサ(容量50ℓ)を用い、まずセメントおよび骨材を投入し、30秒間空練りしたのち、注水してさらに30秒間練り混ぜ、ミキサを回転したままこれに鋼繊維を手でほぐしながら分散させて投入し、注水後1分30秒で練り混ぜを完了した。なお、鋼繊維無混入のコンクリートおよびモルタルの練り混ぜについてもこれに準じて行った。練り混ぜが完了したコンクリートおよびモルタルについてはただちにスランプ(モルタルについてはスランプと同時に底面の広がりフローも測定した)および空気量を測定するとともに供試体を作成した。供試体は成形の翌日脱型し、所定の試験材令まで標準養生を行った。

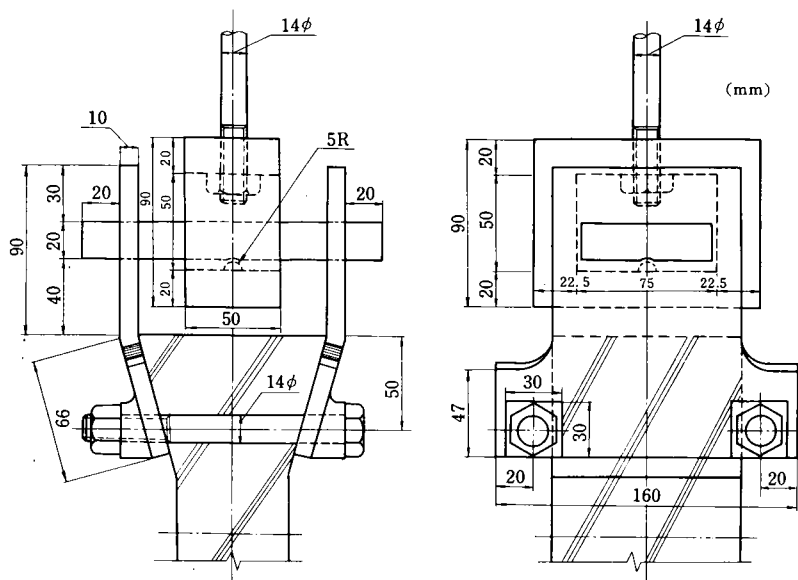
圧縮および割裂強度試験を用いた供試体はφ10×20cmの円柱体であり、直接引張試験に用いた供試体は図-6.9に示すとおり、中央部の断面を縮小した10×10×19.5cmの角柱体であり、供試体の中央に幅5mm、深さ約20mmの切り欠きを有したもの、有しないものの2種類である。供試体の切り欠きは、供試体成形時に設けた場合には切り欠きの有無によって供試体中の鋼繊維の配向状態が相違することも懸念されたため、種々検討の結果、所定の試験材令の前日にダイヤモンドカッターで溝切りする方式によって設けた。

図－6.9 直接引張試験供試体



直接引張試験は図－6.10に示す治具を用いて行った。切り欠きのない供試体の中央部の表面には荷重軸方向に検長67mmの、また切り欠きのある供試体の場合には切り欠き上の荷重軸方向に検長20mmのワイヤーストレインゲージを

図－6.10 直接引張試験装置



それぞれ貼付し、引張応力による引張ひずみを測定し、両者の関係を求めた。なお、切り欠きを有するものと有しないものの2種類の供試体について試験したのは、切り欠きを有しない供試体によって鋼繊維補強コンクリートおよびモルタルの平均的なひずみを、また切り欠きを有した供試体によって切り欠き部分における供試体破断時の局所的な終局ひずみを検出することを目的としたためである。引張強度は直接引張試験のほか円柱体の割裂試験によっても測定した。試験は材令7日および28日において、各材令3個の供試体について行った。

6.3.3 試験結果および考察

鋼繊維補強コンクリートおよびモルタルのスランプおよび空気量試験、直接引張試験、割裂強度試験の結果を表－6.8と表－6.9および図－6.11、図－6.12、図－6.13、図－6.14と図－6.15に示した。

表－6.9および図－6.11によれば供試体破壊時における最大引張ひずみは切り欠きの有無によって著しく異なることが示された。たとえば、鋼繊維無混入のコンクリートの最大引張ひずみは材令28日では切り欠きのないもの、すなわ

表-6.8 まだ固まらない鋼繊維補強コンクリートおよびモルタルの性質

a) コンクリート(骨材最大寸法10mm)

繊維混入率 V _f (%)	砂率 s/a (%)	水セメント比 W/C (%)	スランブ (cm)	空気量 (%)
0	50	30.0	15.5	2.4
1	50	31.8	11.5	3.2
2	50	32.7	6.0	3.4

b) モルタル

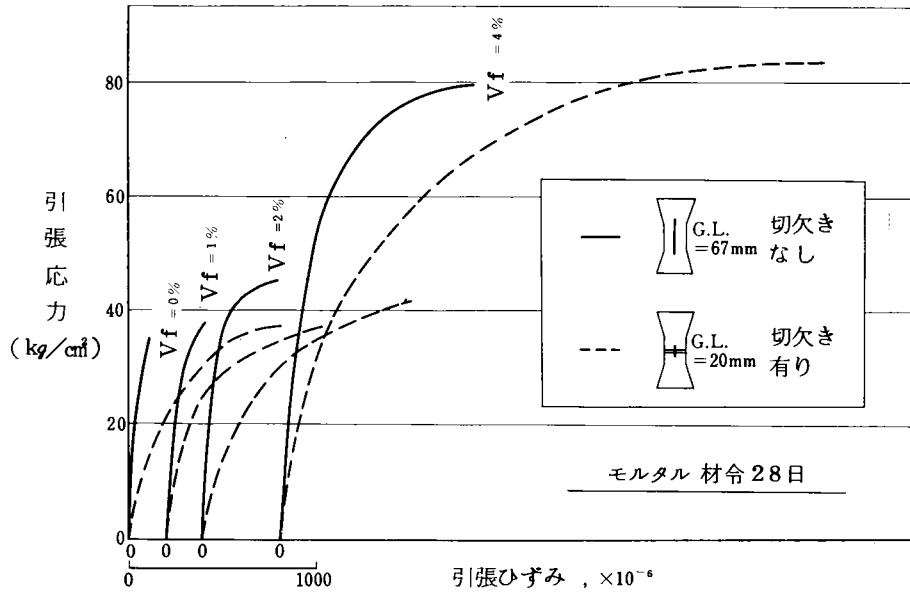
繊維混入率 V _f (%)	砂セメント比 S/C	水セメント比 W/C (%)	スランブ (cm)	フロ※ (cm)	空気量 (%)
0	2.0	35.0	7.8	22.4	7.9
1	2.0	37.5	4.2	20.5	7.6
2	2.0	40.0	5.5	21.0	7.4
4	1.0	38.0	4.1	20.0	7.8

※ スランブ試験後測定

表-6.9 SFRCの引張および圧縮試験結果

	繊維混入率 Vf (%)	材 令 (日)	引 張 強 度						圧 縮 強 度 (kg/cm ²)
			直 接 引 張 試 験					割 裂 強 度 (kg/cm ²)	
			強 度 (kg/cm ²)		最大ひずみ (10 ⁻⁶)		弾 性 係 数 (10 ⁵ kg/cm ²)		
			切欠無	切欠有	切欠無	切欠有			
コンクリート (骨材最大 寸法 10 mm)	0	7	35.8	32.4	187	620	4.76	48.4	717
		28	37.6	35.0	115	493	5.33	60.5	649
	1	7	38.1	40.0	173	640	4.23	51.2	649
		28	43.3	47.2	163	797	4.53	64.8	744
	2	7	41.6	51.3	320	2,017	4.31	64.2	688
		28	45.4	56.3	187	2,707	5.21	74.8	782
モ ル タ ル	0	7	25.9	29.0	125	600	3.91	40.5	612
		28	30.5	33.2	128	723	3.92	51.9	634
	1	7	28.6	30.9	170	813	3.06	38.3	431
		28	37.4	35.4	185	633	3.88	47.7	538
	2	7	34.5	37.6	148	780	3.59	44.2	390
		28	40.0	40.8	133	837	4.29	50.1	531
	4	7	55.0	61.8	760	3,300	3.73	82.6	534
		28	64.7	72.9	667	3,134	3.37	83.6	594

図-6.11 引張応力とひずみの関係



ち弾性ひずみは 120×10^{-6} 程度であるが切り欠きを設けた場合、すなわち引張変形能力は 500×10^{-6} 程度であった。一般にコンクリートの引張変形能力は 400×10^{-6} 程度とも言われ、本実験の結果とも大略一致した。

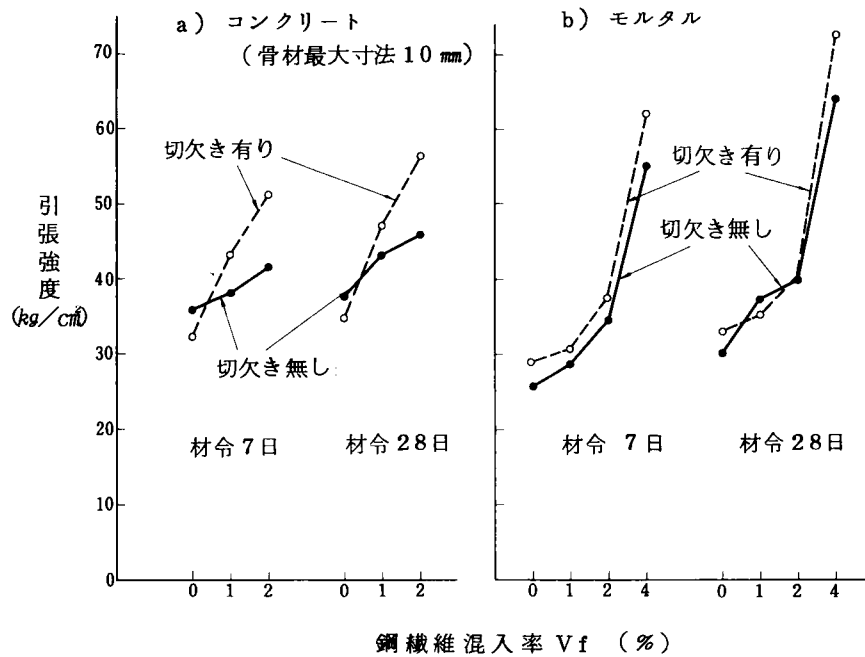
一方、コンクリートに鋼繊維を混入しても切り欠きのないものの最大引張ひずみは無混入のそれと同程度か若干大きい程度であり、繊維混入率1ないし2%程度ではそれほどひずみの均一分散が認められなかった。しかし、切り欠きを設けたものでは鋼繊維の混入率を増加させるに伴って増大し、2%混入した場合には材令28日において破断時のひずみは $1,700 \times 10^{-6}$ 程度であり無混入に比し、3倍以上に増大することが示された。このように鋼繊維を混入したコンクリートの局所的な終局ひずみがきわめて大きかったのは以下のごとく考えられる。すなわち、コンクリートの変形能力以上のひずみが生ずればコンクリートに微細なひびわれを生ずる。しかし、この微細ひびわれは鋼繊維に阻止され急激には発達せず、鋼繊維とマトリックスとの付着力を介して鋼繊維が引き抜けることによって徐々に進行し、コンクリートには局所的に大きなひずみが生ずる。

一方、鋼繊維補強モルタルについても鋼繊維混入率2%まではコンクリートの場合と同様の傾向にあるが、4%程度まで高めた場合には切り欠きのない供試体であっても、最大引張ひずみは数倍に増大することが認められた。これは鋼繊維が引張応力を分担することによりモルタルマトリックスにかかる引張応力の速度を緩和したことによるためであって、いわゆるひずみの分散が均一に行われたためと思われる。

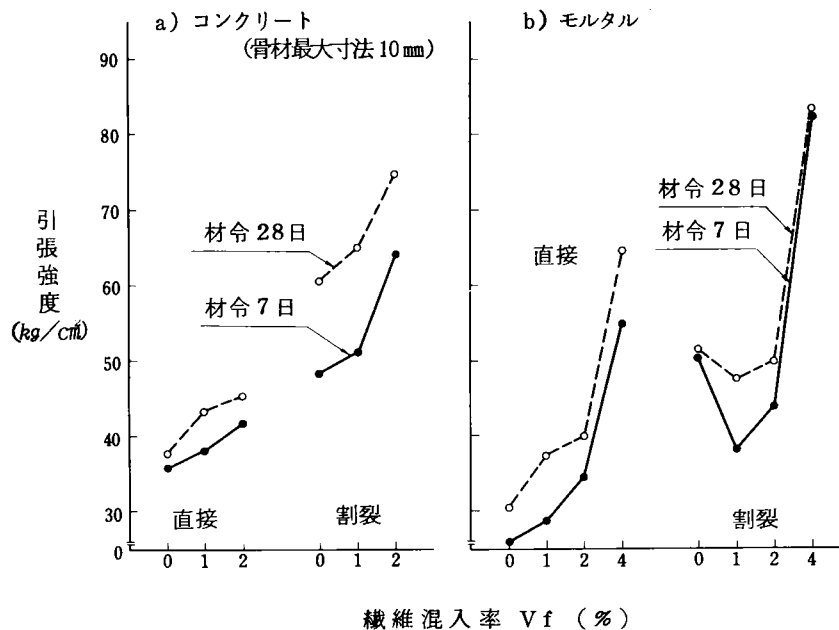
図-6.12は鋼繊維の混入率と直接引張強度との関係を示したものである。これによればコンクリートおよびモルタルの引張強度は鋼繊維混入率の増加に伴ってほぼ直線的に増大することが示された。たとえば、切り欠きを設けた供試体の場合、材令28日について例を示せばコンクリートにおいては鋼繊維無混入の引張強度は 35.0 kg/cm^2 であるのに対し、混入率を1および2%としたものではそれぞれ 47.2 kg/cm^2 および 56.3 kg/cm^2 であり、またモルタルにおいては鋼繊維無混入では 33.2 kg/cm^2 であるのに対し、混入率を1、2および4%としたものではそれぞれ 35.4 kg/cm^2 、 40.8 kg/cm^2 および 72.9 kg/cm^2 であった。なお、コンクリートの場合、切り欠きの有無によって引張強度が相違し、このような傾向は鋼繊維混入率の増大するほど顕著であることが示され、これは切り欠きの鋭敏性および切り欠きによる応力集中等に起因するものであろう。

図-6.13は直接引張方法および割裂方法による引張強度試験の結果を図示したものである。これによれば、引張強度

図一 6.1 2 切り欠きの有無による S F R C の直接引張強度



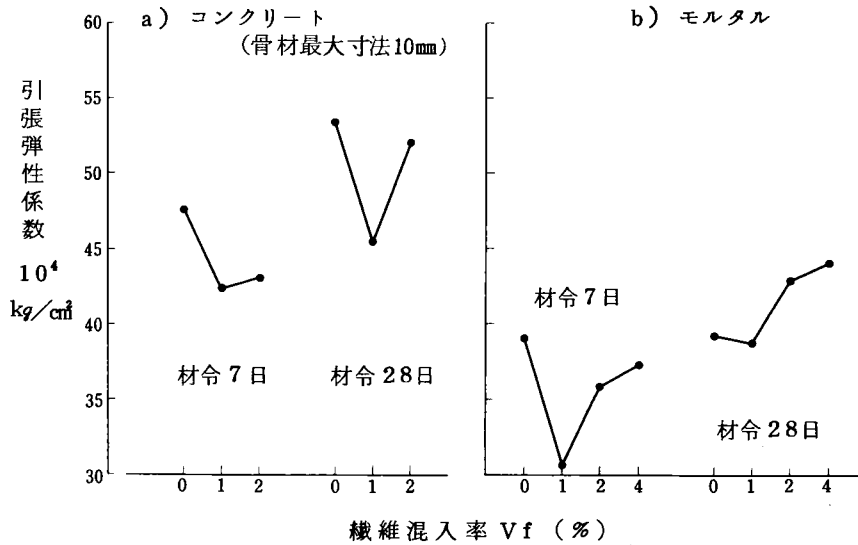
図一 6.1 3 S F R C の直接引張強度と割裂強度



はいずれの材令においても直接引張より割裂による強度の方が大きいことが認められ、これは割裂方法によって試験した場合、載荷部分付近が圧壊することが認められたことから推察して、供試体中の応力分布状態が変わり、見かけ上、強度が増大したものと考えられる。したがって S F R C の引張強度について検討するためには、³⁴⁾ 趙らも指摘しているように直接引張試験方法によって試験することが望ましい。

図一 6.1 4 は鋼繊維混入率と直接引張試験によって求めた引張弾性係数との関係を示したものである。これによれば、鋼繊維を 1 % 程度混入した場合には引張弾性係数は無混入に比し、むしろ低下することが示された。すなわち、材令 28 日において、破断強度の 1/3 における引張弾性係数はコンクリートで鋼繊維無混入の場合 $5.33 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ および 5.21

図一 6.1 4 直接引張試験による S F R C の弾性係数



$\times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ 、またモルタルでは無混入の場合 $3.92 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ であるのに対し、混入率を 1、2 および 4 %としたものではそれぞれ $3.88 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ 、 $4.29 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ および $4.39 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ であった。

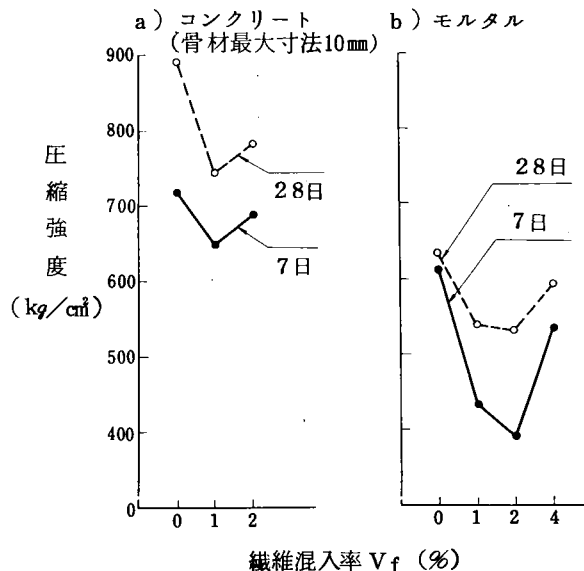
S F R C を繊維強化系複合材料とみなし、その強化則である混合則を適用する場合、強度に関する混合則は、マトリックスとその中に一方向に配置された連続繊維からなる複合体に繊維方向の引張力を加えた場合の複合体の容積比と応力によってきまるというものであって、マトリックスにひびわれが発生する以前においては短繊維を一方向に配置した場合にも同様となる。このような混合則を、短鋼繊維がコンクリート中にランダムかつ均質に分散された S F R C の引張弾性係数に適用した場合、繊維の配向係数を加味して次式のごとく示される。

$$\frac{E_c}{E_m} = \frac{E_f}{E_m} \cdot V_f \cdot \beta + (1 - V_f)$$

ここに、 E_c 、 E_m 、 E_f はそれぞれ複合体、マトリックスおよび鋼繊維の引張弾性係数、 V_f は鋼繊維混入率、 β は配向係数である。

この式に $E_m = 4.0 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ 、 $E_f = 21.0 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\beta = 0.405$ (三次元ランダム配置の場合) と仮定し、代入すれば $V_f = 1$ 、2 および 4 % の場合、 E_c/E_m はそれぞれ 1.01、1.02 および 1.05 程度であって、コンクリートよりも高い弾性係数を有する鋼繊維を混入した S F R C の引張弾性係数は理論的には両者の複合則によってコンクリー

図一 6.1 5 S F R C の圧縮強度 ($\phi 10 \times 20 \text{ cm}$)



トマトリックスのそれよりも数パーセント増大するはずである。しかし、図－6.1 5に示したごとく、圧縮強度は同程かむしろ低下する傾向にあったことも認められ、鋼繊維を混入したことにより成形性がいくぶん劣ることを勘案すれば上述の引張弾性係数はおおむね妥当な値であろう。

6.4 S F R C の耐衝撃性

6.4.1 はじめに

物体には衝撃を与えた瞬間に応力が生じ、その応力は物体中の各点で大きさ、方向等が異なり、またそれらはきわめて短時間に急激な変化をする。このような応力は応力波といって物体中を伝播し、物体の境界面において反射波を生じ、コンクリートのような引張に弱い物質では、この反射引張応力によって破壊する場合が少なくない。コンクリートにこのような耐衝撃性を付与させるためにはコンクリートの引張強度および衝撃エネルギーの吸収能力、すなわち靱性を増大する必要がある。S F R Cは6.3項のS F R Cの引張特性において示されたごとく、これら耐衝撃性に必要な諸特性を有している。またこのことは多くの研究結果^{37)～44)}で確認されている。

Jamrozkyらは図－6.1 6に示すように、一辺が20 cmの立方体供試体に重錘落下方式で圧縮衝撃試験を行い、0.2 5 × 2 5 mm (波形)の鋼繊維を0.5 使用したS F R Cは普通コンクリートの場合の約3 倍、1.5 %では約4 倍の抵抗性を示すことを明らかにした。

尼崎³⁸⁾らは圧縮強度6 0 0 kg/cm²前後の高強度のS F R Cについて、河野³⁹⁾らは加圧成形したS F R Cについて重錘落下法による衝撃試験を行ない衝撃抵抗性が著しく向上するとしている。なお用いた粗骨材の最大寸法は前者が1 3 mm、後者が1 0 mmであり鋼繊維の長さは前者が3 0 mm、後者は2 5 mmである。

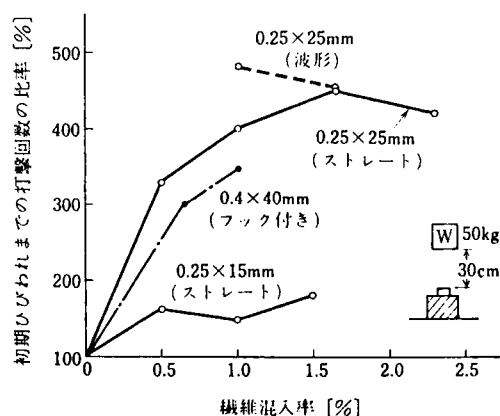
藤井⁴⁰⁾らは130×130×13 cmのS F R C版について振子式大型衝撃試験機を用いて実験を行ない鋼繊維混入率および鋼繊維の種類によるエネルギー吸収機構等について考察した。

Bailey⁴¹⁾らおよびSwamy⁴²⁾らは軽量骨材を用いたS F R Cの衝撃抵抗性試験を実施し、S F R Cの有効性を述べている。小泉⁴³⁾らは鋼繊維とポリプロピレンの混成補強コンクリートについて、また、伊藤⁴⁴⁾らは鋼繊維とポリエチレンの混成補強コンクリートについて衝撃試験を実施し、混成補強コンクリートはS F R Cよりも大きな衝撃抵抗性を持つとし混成効果を認めている。

S F R Cの疲労性状に関しては、伊藤⁴⁵⁾らが単軸圧縮疲労試験を実施し、繊維混入率が2 %の2 0 0 万回くり返し時の強度は静的破壊強度の約6 2 %となり、普通コンクリートの場合のこれに対応する値5 6 %より耐疲労性が改善されたことを明らかにした。小谷⁴⁶⁾らもS F R Cの曲げ疲労強度は静的破壊強度の約6 5 %となり、プレーンコンクリートの値に比べて5～1 0 %大きいことを指摘した。

筆者は、重錘落下式の試験装置を用い、鋼繊維混入率、粗骨材の最大寸法なかんずく粗骨材の最大寸法と鋼繊維の長さ

図－6.1 6 繊維混入率と初期ひびわれまでの打撃回数³⁷⁾



との関係がSFR Cの衝撃抵抗性に及ぼす影響について検討を加えた。

6.4.2 試験方法

(1) 使用材料

実験に用いた材料は6.3項SFR Cの引張特性の実験に用いたものと同じである。

(2) コンクリートおよびモルタルの配合

SFR Cの配合は粗骨材の最大寸法を10 mmおよび20 mmとし、鋼繊維混入率をそれぞれ0、1.0、1.5および2.0 %にしたものである。粗骨材の最大寸法を10 mmとした配合では単位セメント量を550 kg、細骨材率を50 %、粗骨材の最大寸法を20 mmとした配合ではそれぞれ500 kg、50 %と一定にし、単位水量は所要のワーカビリティが得られるように試行によって定めた。また、鋼繊維補強モルタルの配合は鋼繊維混入率を0、1、2、3および4 %とし、砂セメント比は鋼繊維混入率を0、1および2 %としたものでは2.0、また、3および4 %としたものでは1.0に定めた。モルタルの水セメント比は鋼繊維無混入のものと同程度のワーカビリティとなるように試行によって定めた。

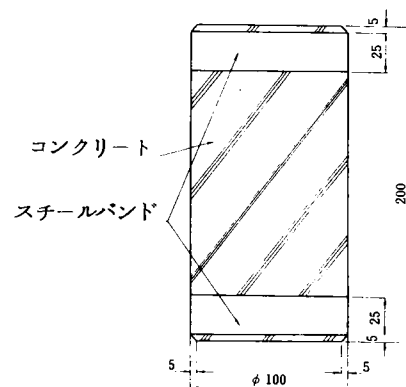
鋼繊維補強コンクリートおよびモルタルの配合は表-6.7に示すとおりである。

(3) 供試体および試験項目

鋼繊維補強コンクリートおよびモルタルの練り混ぜは6.3項SFR Cの引張特性の実験に用いたものと同じミキサーを用い、同様の方法で練り混ぜた。供試体は衝撃強度試験用および圧縮強度試験用とも $\phi 100 \times 200$ mm円柱体である。衝撃試験を用いた供試体は図-6.17に示すような供試体の端部を金属性のバンド(幅25 mm)で補強し、衝撃時におけるカドの欠損を避けるため面取りを施し、供試体の打込面は研磨によって仕上げた。供試体は材令28日まで水中養生した後、2ないし3日間、105℃で一定の重量となるまで乾燥して試験に供した。なおオートクレーブ養生(180℃、10気圧)した供試体についても若干試験した。衝撃試験に用いた装置は重錘を自重落下させ、供試体頂部にクッション材を介し衝撃を与える形式のものであり、本実験には重錘重量40 kg、落下高さ1.5 mおよび1.25 mのものをを用いた。クッション材には厚さ5 mmの椋材および硬質プラスチック材を使用した。

衝撃試験は5個の供試体について初期ひびわれ時の打撃回数、破壊時の打撃回数等を記録した。圧縮強度試験は衝撃試験と同様に養生した供試体で材令28日および衝撃試験開始時にそれぞれ3個実施した。

図-6.17 衝撃試験供試体



6.4.3 試験結果および考察

鋼繊維補強コンクリートおよびモルタルのスランブ、空気量の結果を表-6.10に、衝撃試験の結果を表-6.11と表-6.12ならびに図-6.18と図-6.19に示す。

表-6.11および表-6.12によればSFR Cの圧縮強度は粗骨材の最大寸法あるいは鋼繊維混入率と密接な関係があることが示された。すなわち、圧縮強度は最大寸法20 mmの場合、鋼繊維混入率を1 %程度としたものでは無混入のものに比べていくぶん減少する傾向にあるものの、繊維混入率を増加するに伴って増大し、2 %程度においては無混入のものと同程度となる。また、最大寸法10 mmの場合、鋼繊維混入率1.5 %程度まで、さらに最大寸法5 mm、すなわち、モルタルの場合には3 %程度まで圧縮強度が減少することが示された。SFR Cの水セメント比が鋼繊維混入率によって相違するため、強度については一概に論ずることはできないが、鋼繊維とコンクリートあるいはモルタルマトリックスとの均質性が損なわれ、SFR Cの強度低下が生じたものと考えられる。

図-6.18および図-6.19に示したように、SFR Cの耐衝撃性は粗骨材の最大寸法および繊維混入率によって著し

表-6.10 まだ固まらないSFRCの性質

a) コンクリート

骨材最大寸法 (mm)	繊維混入率 Vf(%)	砂率 s/a (%)	水セメント比 W/C (%)	スランプ (cm)	空気量 (%)
10	0	50	30.0	16.0	2.3
	1.0	50	31.8	11.5	2.6
	1.5	50	32.4	7.0	2.6
	2.0	50	32.7	6.5	2.9
20	0	50	30.0	18.0	1.8
	1.0	50	33.3	15.5	2.2
	1.5	50	35.2	9.0	2.0
	2.0	50	35.8	3.5	1.9

b) モルタル

繊維混入率 Vf(%)	砂セメント比 (s/c)	水セメント比 W/C (%)	スランプ (cm)	フロー※ (cm)	空気量 (%)
0	2.0	35.0	7.5	22.5	8.2
1	2.0	37.5	6.5	22.5	8.4
2	2.0	40.0	6.5	22.0	8.1
3	1.0	36.0	8.5	24.0	8.6
4	1.0	38.0	7.0	23.0	8.6

※ スランプ試験の後に測定

表-6.11 SFRCの衝撃試験結果

骨材最大寸法 (mm)	クッション材	ストローク H (m)	繊維混入率 Vf (%)	養生方法	圧縮強度 (kg/cm ²)		打 撃 回 数						
					材 令	衝 撃	①	②	②-①	破壊抵抗性 ①/②(%)			
					28日	試験時	初 期 ひびわれ	破 壊	破壊-初期 ひびわれ				
10	高ポリマー	1.25	0	水 中	816	994	107	157	31	81			
			1.0	水 中	801	895	73	97	15	87			
			1.5	水 中	593	706	152	181	19	84			
			2.0	水 中	836	894	336	544	129	65			
	か し 材	1.50	0	水 中	816	987	274	318	50	85			
			2.0	水 中	780	872	799	925	107	86			
			20	か し 材	1.50	0	水 中	897	913	570	654	88	88
						1.0	{水 中 オートクレーブ	703	764	78	123	45	70
	{水 中 オートクレーブ	944				965	110	177	14	90			
	{水 中 オートクレーブ	757				806	268	360	81	77			
1.50	{水 中 オートクレーブ	956				1119	555	718	81	85			
2.0	水 中	826				908	361	451	93	80			

打撃回数は5個の測定値から最大値と最小値を除いた3個のデータの平均

表-6.12 鋼繊維補強モルタルの衝撃試験結果

クッション材	ストローク H (m)	繊維混入率 Vf (%)	養生方法	圧縮強度 (kg/cm^2)		打撃回数			
				材令 28日	衝撃 試験時	① 初期 ひびわれ	② 破壊	②-① 破壊- 初期ひびわれ	破壊抵抗 性 ①/②(%)
かし材	1.50	0	水 中	584	733	83	120	18	82
		1	水 中	551	710	62	86	26	71
		2	水 中	484	560	87	128	41	65
		3	水 中	473	493	128	158	23	79
		4	水 中	487	521	54	151	98	37

打撃回数は5個の測定値から最大値を除いた3個のデータの平均

図-6.18 SFRCの衝撃試験結果

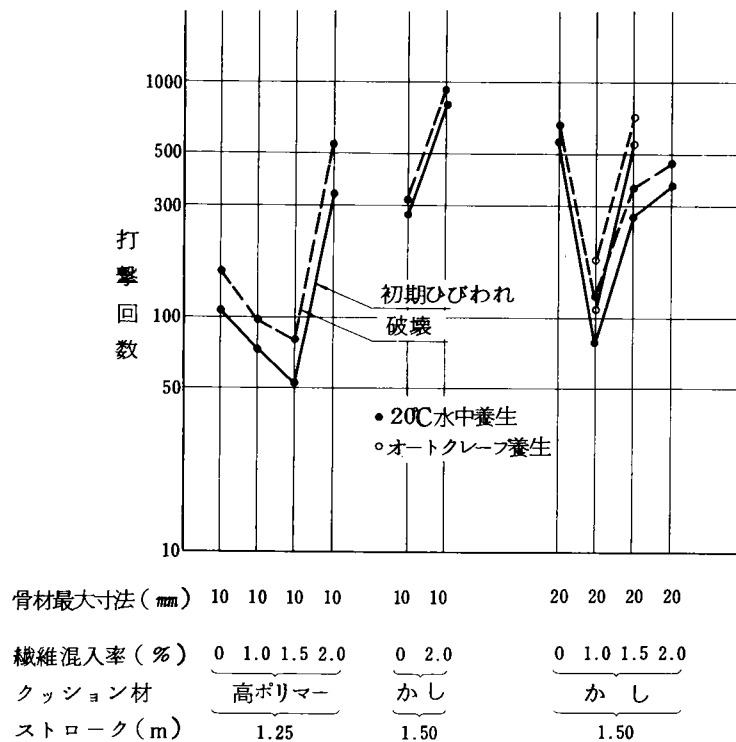
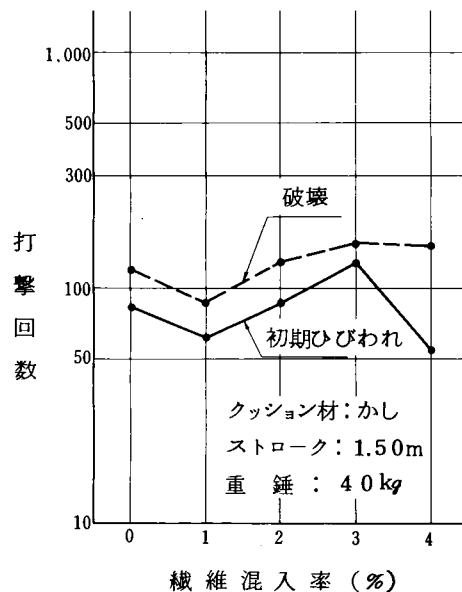


図-6.19 鋼繊維補強モルタルの衝撃試験結果



く異なることが示された。たとえば、粗骨材の最大寸法を20mmとした場合、初期ひびわれの発生した打撃回数は鋼繊維混入率を1.0、1.5および2.0%としたものではそれぞれ78、268および361回であって繊維混入率の増加に伴って増大する傾向にあるものの、無混入のものよりもいずれも小さいことが認められた。このような傾向は供試体の破壊までに要した打撃回数においても同様に認められた。

したがって、骨材最大寸法20mm程度のコンクリートに長さ30mm程度の鋼繊維を2%程度混入したコンクリートの衝撃に対する抵抗性は鋼繊維無混入の高強度コンクリートのものと同程度であって、鋼繊維を混入してもほとんど耐衝撃性は改善できないものと思われる。一方粗骨材の最大寸法を10mmと小さくした場合、鋼繊維混入率を2%としたSFRCの初期ひびわれおよび破壊までに要した打撃回数はそれぞれ799回および925回であって無混入に比べ、3倍程度に増加しており、とくに初期ひびわれから破壊までの打撃回数が増大し、コンクリートの耐衝撃性が備わったものと推察される。

表-6.12は示したモルタルの場合には鋼繊維混入率を増加しても初期ひびわれの打撃回数は無混入のものと大差ないが初期ひびわれから破壊までに要した打撃回数は鋼繊維混入率の増加に伴って増大し、とくに4%混入したものでは98回であって無混入のものに比べ、5倍以上に増大した。初期ひびわれ発生に要した打撃回数に対する破壊に要した打撃回数の比を破壊抵抗率と定義すれば、この値からも初期ひびわれ発生以後の破壊に対する抵抗性が鋼繊維の混入率とともに増大することが確かめられた。

いままで述べてきたように、粗骨材の最大寸法を20mm程度とした圧縮強度800kg/cm²以上の高強度コンクリートに鋼繊維を2%程度混入してもコンクリートの耐衝撃性は改善されないが、10mm程度以下とした場合には鋼繊維混入率の増加とともに耐衝撃性は増大する傾向にある。これは粗骨材の最大寸法と鋼繊維長（あるいはアスペクト比）との割合がSFRCの静的強度と密接な関係にあることと同様な関係が衝撃抵抗性にも認められ、鋼繊維長30mm、換算アスペクト比5.4の耐衝撃性に対する鋼繊維の補強効果は粗骨材の最大寸法を10mm程度以下としたものに対して発揮されるものと考えられる。

以上のように、SFRCは優れた耐衝撃性を有するが、この性能を遺憾なく発揮させるためにはコンクリートの配合、とくに粗骨材の最大寸法および鋼繊維混入率を適切に選定することが肝要であろう。

6.5 SFRCの乾燥収縮とクリープ

6.5.1 はじめに

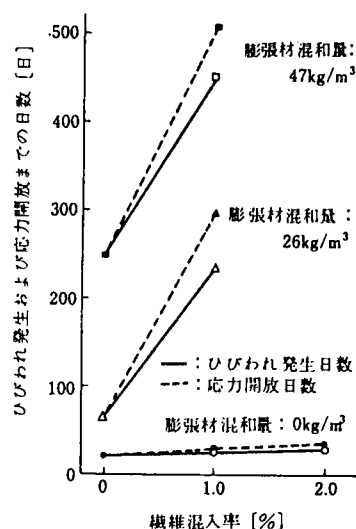
SFRCは、鋼繊維がコンクリートマトリックスの変形を拘束する効果があるので、乾燥収縮量は普通コンクリートに比べて小さくなると言われており、さらに、SFRCの引張強度は普通コンクリートより大きいので、コンクリートの乾燥収縮が拘束された場合に発生する乾燥収縮ひびわれに対する抵抗性も大きいと考えられる。

Elvery⁴⁷⁾は鋼繊維を混入しない鉄筋コンクリートにはひびが発生したが、鋼繊維の入ったものは一つのひびわれも見なかったと述べ、鉄筋の近くにある繊維はひびわれの拡大を防止し、ひびわれによる鉄筋の応力の増加を緩和すると述べている。小林⁴⁸⁾らは長さ1mの鋼製フレームからなる拘束収縮測定用供試体を用いて実験を行ない図-6.20に示すように拘束条件下におけるコンクリートの乾燥収縮ひびわれの発生やひびわれ幅の低減に対して、鋼繊維や膨張材を単独で用いることも有効であるが、SFRCに膨張材を併用すると極めて効果的であることを確かめた。同様な結果を⁴⁹⁾報告している。

中村⁵⁰⁾らはリング拘束供試体で実験し、ひびわれ拘束は繊維混入率が多いほど大きく、同じ繊維混入率ではC/Sが小さいほど、また繊維の長い方がその効果が大きいとしている。

モルタルおよびコンクリートについて鋼繊維の混入率と供試体の長さ変化率を検討したものとしては向井⁵¹⁾ら、柴田⁵²⁾らおよび福地⁵³⁾らなどの報告がある。向井⁵¹⁾らの4×4×16cmのモルタル供試体による実験では、鋼繊維混入率5%まで収縮率

図-6.20 繊維混入率とひびわれ発生までの日数の関係



がほぼ直線的に低減している。柴田らは鋼繊維の収縮拘束におけるアスペクト比の影響は $P_v \leq 2\%$ では明瞭ではないが、 $P_v = 3\%$ においては $l/d \leq 42$ ならば拘束効果に影響がなく、 $l/d = 85$ の場合に著しい拘束効果を示した。また、鋼繊維による収縮拘束は同等の容積比の鉄筋による拘束よりも効果的であることを確かめた。福地らは普通セメントモルタルの乾燥収縮は、鋼繊維を 2.0 vol% 混入することにより、最高 30% 程度低減することができると述べている。⁵³⁾

SFRC のクリープに関するデータは非常に少ない。Swamy らは材令 28 日における標準養生を行った場合の圧縮強度が約 300 kg/cm^2 のコンクリートマトリックスに $\phi 0.5 \times 50 \text{ mm}$ の波形鋼繊維を 1% 混入した SFRC の曲げクリープ試験を行っている。表-6.13 にその結果を示すが、鋼繊維の混入によってクリープが大幅に減少していることを示している。⁵⁴⁾

表-6.13 SFRC の曲げクリープ性状 (温度 $19.5 \sim 26^\circ \text{C}$ 、湿度 $52 \sim 56\% \text{ R.H.}$)⁵⁴⁾

種 別		応力強度比* : 35% 材令 50 日におけるクリープ		応力強度比* : 55% 材令 80 日におけるクリープ	
		クリープひずみ ($\times 10^{-4} \text{ mm}$)	普通コンクリートの値に対する百分率 (%)	クリープひずみ ($\times 10^{-4} \text{ mm}$)	普通コンクリートの値に対する百分率 (%)
普通コンクリート	引張クリープ	240 ~ 260	100	350 ~ 375	100
	圧縮クリープ	400 ~ 425	100	572 ~ 585	100
SFRC	引張クリープ	125 ~ 155	52 ~ 60	200 ~ 259	58 ~ 69
	圧縮クリープ	38 ~ 56	10 ~ 13	70 ~ 100	12 ~ 17

* 曲げ強度に対する比率

筆者は圧縮強度 900 kg/cm^2 程度の高強度コンクリートとこのコンクリートに鋼繊維 2% 混入した SFRC の乾燥収縮およびクリープの試験ならびに通常の建設工事に用いられるコンクリートを鋼繊維で補強したコンクリートの乾燥収縮試験を実施した。

6.5.2 高強度 SFRC の使用材料および配合

(1) 使用材料

実験に用いた材料は小野田社製普通ポルトランドセメント (比重 3.17)、鬼怒川産川砂 (比重 2.62、F. M

2.70)、岩瀬産砂石(硬砂岩、最大寸法10mm、比重2.66)であり、鋼繊維には市販の冷延鋼板剪断品(N社製、T、比重7.85、0.5×0.5×30mm、換算アスペクト比54)を用いた。また、混和剤として、コンクリートにはナフタリンスルホン酸系(K社製、M)の、モルタルにはリグニン系(N社製、P)の減水剤をセメント重量に対してそれぞれ1.5%および0.25%使用した。

(2) コンクリートおよびモルタルの配合

鋼繊維補強コンクリートおよびモルタルの配合は表-6.14に示すとおりである。SFRCの配合は最大寸法10mm、鋼繊維の混入率を容積で2%とし、単位セメント量は550kg、細骨材率は50%であって、鋼繊維を混入しないコンクリート(以下、基準コンクリートと称す)と同じにした。単位水量は基準コンクリートと同程度のワーカビリティが得られるように試行によって定めた。また、鋼繊維補強モルタルの配合は鋼繊維の混入率を1、2、3および4%とし、砂セメント比を鋼繊維混入率が1および2%のものでは2.0、また3および4%としたものでは1.0とした。モルタルの水セメント比は鋼繊維を混入しないモルタル(以下、基準モルタルと称す)と同程度のワーカビリティとなるように試行によって定めた。

表-6.14 高強度SFRCの配合

a) コンクリート

骨材最大寸法 (mm)	繊維混入率 V_f (%)	砂率 s/a (%)	水セメント比 W/C (%)	単位重量 (kg/m^3)					
				セメント C	水 W	細骨材 S	粗骨材 G	減水剤 WRA	鋼繊維 F
10	0	50	30.0	550	165	864	871	8.25	—
10	2	50	32.7	550	180	811	817	8.25	157

* WRA: C×1.5%

b) モルタル

繊維混入率 V_f (%)	砂セメント比 s/c	水セメント比 W/C (%)	単位重量 (kg/m^3)				
			セメント C	水 W	細骨材 S	減水剤 WRA	鋼繊維 F
0	2.0	35.0	645	225	1290	1.613	—
1	2.0	37.5	626	235	1252	1.565	78.5
2	2.0	40.0	610	244	1220	1.525	157.0
3	1.0	36.0	842	303	842	2.205	235.5
4	1.0	38.0	818	311	817	2.045	314.0

* WRA: C×0.25%

(3) コンクリートおよびモルタルの練り混ぜおよび供試体の作成・養生

SFRCの練り混ぜにはブレードの角度およびアームを改良した強制練りミキサ(容量50ℓ)を使用した。練り混ぜ方法はまずセメントおよび粗・細骨材を投入し、30秒間空練りを行ったのち、混和剤を混入した練り混ぜ水を注入し、さらに30秒間練り混ぜ、ミキサを回転したまたこれに鋼繊維を手でほぐしながら分散させて投入し、注水後1分30秒間で練り混ぜを完了した。基準コンクリートおよびモルタルについてもこれに準じて行った。練り混ぜが完了し

たコンクリートおよびモルタルは全量を練り板上に排出し、スコップで十分に切り返したのち、ただちにスランブ（モルタルについては同時に底面の広がり、フロー、も測定した）および空気量を測定するとともに供試体を作成した。コンクリートおよびモルタルの締め固めは供試体中の鋼繊維の配向・分散状態の均一性が損なわれることも懸念されるため型枠の外部から振動する方式によって入念に行った。コンクリートおよびモルタルの練り混ぜおよび成形はすべて20℃の恒温室内で行い、供試体は成形の翌日脱型し、ただちに所定の材令まで標準養生した。

6.5.3 高強度SFRCの乾燥収縮およびクリープ

(1) 試験方法

乾燥収縮およびクリープ試験に用いた供試体は10×10×40cmのはり供試体であり、この供試体のあい対する2面に長さ変化用の標点を埋設したものである。長さ変化の測定にはホイットモア型ひずみ計（検長25cm）を用いた。試験は温度20℃、相対湿度50%の恒温室内で行った。

乾燥収縮試験は2週間の標準養生が終了した供試体を基準とし、以後、恒温室内に放置し、所定の乾燥期間において、長さ変化および重量変化を測定した。

クリープ試験は2週間の標準養生が終了した後、上述の恒温室内に2週間放置した供試体に載荷して行った。載荷荷重は15ton（応力で150kg/cm²）であり、この荷重をスプリングを介してコンクリートに持続させる方式を用い、所定の載荷期間において長さ変化を測定した。クリープ試験のデーターは上述の乾燥収縮試験によって得られた乾燥収縮ひずみを補正し、クリープひずみを算出した。

(2) 試験結果および考察

試験に用いた 表-6.14 の 鋼繊維補強コンクリートおよびモルタル の諸性質は表-6.15 に示すとおりである。

表-6.15 高強度SFRCの諸性質

SFRC	繊維 混入率 Vf (%)	スラン ブ (cm)	空気量 (%)	圧 縮 強 度 (kg/cm ²)		曲 げ 強 度 (kg/cm ²)			
				7 日	28 日	7 日		28 日	
						初 期 ひびわれ	破 壊	初 期 ひびわれ	破 壊
コンクリート (骨材寸法10mm)	0	16.5	2.1	711 (100)	892 (100)	61.1 (100)		71.4 (100)	
	2	6.5	3.2	688 (96)	782 (88)	83.7 (137)	121.1 (198)	124.1 (204)	165.9 (272)
モルタル	0	8.0	7.6	612 (100)	634 (100)	44.4 (100)		60.9 (100)	
	4	13.5	8.1	534 (87)	594 (94)	85.7 (193)	156.0 (351)	141.7 (233)	189.3 (311)

乾燥期間2年間までの乾燥収縮試験の結果は表-6.16および図-6.21に、また、載荷期間2年間までのクリープ試験の結果は表-6.17および図-6.22に示すとおりである。

これらによればSFRCの乾燥収縮率は基準コンクリートのそれに比し、多少大きい傾向にあることが認められた。たとえば、乾燥期間が1、3、9、30週間および1年間のものについて比較すると、基準コンクリートの乾燥収縮率はそれぞれ 2.61×10^{-4} 、 4.14×10^{-4} 、 5.22×10^{-4} 、 6.76×10^{-4} および 7.73×10^{-4} であるのに対し、鋼繊維を2%混入したものではそれぞれ 2.84×10^{-4} 、 4.47×10^{-4} 、 5.58×10^{-4} 、 7.08×10^{-4} および 8.16×10^{-4} であってSFRCの方がいずれの試験期間においても $0.2 \sim 0.4 \times 10^{-4}$ 程度大きいことが示された。

また、表-6.17および図-6.22によれば乾燥収縮試験の結果と同様、コンクリートのクリープも基準コンクリートの比べ、SFRCの方が多少大きい傾向にあることが示された。すなわち、載荷期間1、3、12、33週間および1年間のものについて例を示せば基準コンクリートのクリープひずみはそれぞれ 1.08×10^{-4} 、 1.90×10^{-4} 、

表- 6.1 6 高強度SFRCの乾燥収縮

繊維混入率	0		2 %	
	乾燥 収縮 (10^{-4})	重量 減少率 (%)	乾燥 収縮 (10^{-4})	重量 減少率 (%)
1 日	0.825	0.511	0.516	0.400
3 日	1.632	0.543	1.641	0.538
1 週	2.614	0.716	2.843	0.732
2 週	3.722	0.862	3.871	0.879
3 週	4.136	0.915	4.467	0.935
6 週	4.924	1.043	5.112	1.120
9 週	5.216	1.116	5.584	1.240
13 週	5.835	1.265	6.219	1.316
18 週	6.233	1.373	6.546	1.396
24 週	6.592	1.438	6.738	1.452
30 週	6.764	1.469	7.037	1.486
36 週	6.953	1.503	7.255	1.522
42 週	6.325	1.604	7.848	1.611
1 年	7.731	1.779	8.156	1.899
2 年	—	—	8.203	2.018

供試体：10×10×40 cm、
乾燥条件：R. H. 50%、20℃

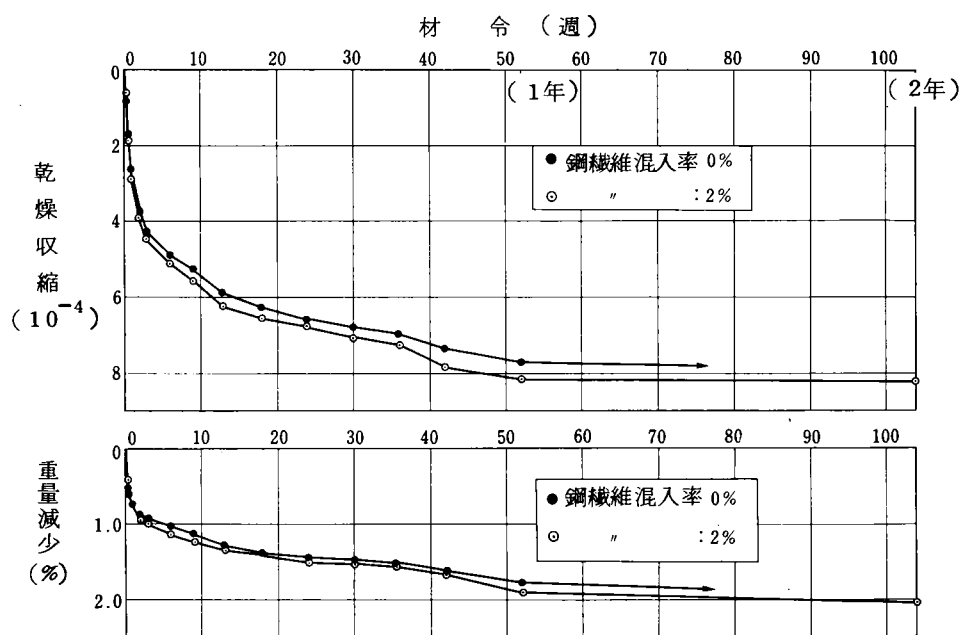
表- 6.1 7 高強度SFRCのクリープ

繊維混入率	0		2 %	
	クリープ ひずみ (10^{-4})	クリープ 係 数 φ_c	クリープ ひずみ (10^{-4})	クリープ 係 数 φ_c
1 日	0.560	0.1254	0.584	0.1258
3 日	0.703	0.1574	0.803	0.1729
1 週	1.079	0.2417	1.197	0.2579
2 週	1.426	0.3194	1.818	0.3916
3 週	1.896	0.4246	2.220	0.4781
4 週	2.036	0.4560	2.423	0.5219
6 週	2.390	0.5352	2.765	0.5955
12 週	2.955	0.6618	3.285	0.7075
18 週	3.276	0.7337	3.673	0.7911
24 週	3.576	0.8009	3.970	0.8551
33 週	3.944	0.8833	4.524	0.9744
42 週	4.276	0.9576	5.064	1.0907
1 年	4.435	0.9933	5.188	1.1174
2 年	—	—	5.499	1.1844
弾性ひずみ (10^{-4})	4.465		4.643	

供試体：10×10×40 cm、
恒温恒温室：R. H. 50%、20℃
接統荷重：15 ton (150 kg/cm²)

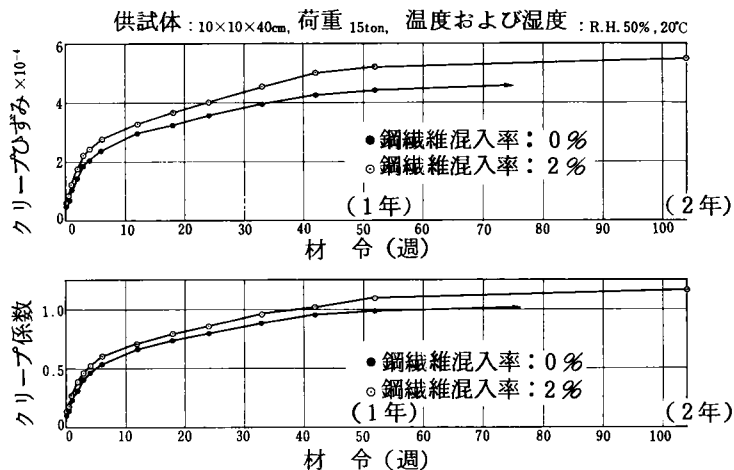
2.96×10^{-4} 、 3.94×10^{-4} および 4.44×10^{-4} であったのに対しSFRCのものではそれぞれ 1.20×10^{-4} 、 2.22×10^{-4} 、 3.29×10^{-4} および 5.19×10^{-4} であってSFRCの方がわずかではあるがクリープひずみが大きい。

図- 6.2 1 高強度SFRCの乾燥収縮



供試体：10×10×40 cm、恒温恒温室、20℃、RH 50%

図-6.22 高強度SFRCのクリープ



しかし、表-6.14のコンクリートの配合表に示したようにSFRCの場合基準コンクリートと同程度のワーカビリティをえるために単位水量を 15 kg/m^3 増すことが必要である。

したがって、両者の試験結果に差異を生じたのは鋼繊維混入の有無によることよりも単位水量が増大することの悪影響が顕著に示されたものと推察される。このことはまた、乾燥による重量減少もSFRCの方が大きかったことから伺い知ることができる。

6.5.4 通常の建設工事に用いられるコンクリートを鋼繊維で補強したコンクリートの使用材料および配合

(1) 使用材料

実験に用いたセメント、細骨材および鋼繊維は6.5.2項と同じであるが粗骨材には通常の建設工事に用いられる富士川産川砂利(最大寸法 25 mm 、比重 2.66)を使用した。また、混和剤として樹脂酸塩系のAE剤(Y社製、V)をセメント重量に対して 0.03% 用いた。

(2) コンクリートの配合

SFRCの配合は表-6.18に示すとおり、それぞれスランプ 8 cm および 20 cm 程度の通常の土木および建築工事に用いられるAEコンクリート(以下、それぞれ土木用コンクリートおよび建築用コンクリートと称す)を基準とし、これに鋼繊維を容積でそれぞれ 1.0% および 1.5% 混入したものである。すなわち、鋼繊維混入の有無にかかわらず、土木用コンクリートの場合には水セメント比および細骨材率をそれぞれ 51.3% および 38% 、また建築用コンクリートの場合にはそれぞれ 63.0% および 48% と一定にした。なお、いずれの配合においても単位セメント量は 300 kg と一定であるが、土木用コンクリートに鋼繊維を 1.5% 混入した場合にはコンクリートのワーカビリティが著しく損なわれるため、単位セメント量を 12 kg 増し、 312 kg とした。

表-6.18 通常工事SFRCの配合

コンクリートの種類	骨材最大寸法 (mm)	繊維混入率 (%)	砂率 s/a (%)	水セメント比 (%)	単位重量 (kg/m^3)					
					セメント C	水 W	細骨材 S	粗骨材 G	AE剤 AEA	鋼繊維 F
土木用	25	0	38	51.3	300	154	708	1174	0.090	—
	25	1.0	38	51.3	300	154	698	1157	0.090	78.5
	25	1.5	38	51.3	312	160	684	1132	0.094	117.8
建築用	25	0	48	63.0	300	189	851	936	0.090	—
	25	1.0	48	63.0	300	189	838	922	0.090	78.5
	25	1.5	48	63.0	300	189	832	915	0.090	117.8

* AEA: $C \times 0.03\%$

(3) コンクリートの練り混ぜおよび供試体の作成・養生

SFRCの練り混ぜ、供試体の作成・養生方法は6.5.2項と同様である。

6.5.5 通常の建設工事に用いられるコンクリートを鋼繊維で補強したコンクリートの諸性質

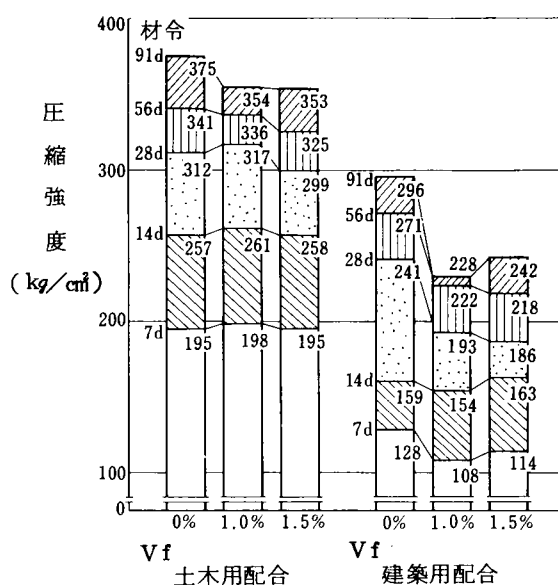
試験に用いたまだ固まらないSFRCおよび硬化したSFRCの性質は表-6.19に、また、SFRCの圧縮および曲げ強度試験結果にはそれぞれ図-6.23および図-6.24に示すとおりである。

表-6.19 通常工事SFRCの諸性質

コンクリートの種類	繊維混入率 Vf (%)	スランブ (cm)	空気量 (%)	圧縮強度 (kg/cm ²)					曲げ強度 (kg/cm ²)			
				7日	14日	28日	56日	91日	7日		28日	
									初期 ひびわれ	破壊	初期 ひびわれ	破壊
土木用	0	8.5	3.4	195 (100)	257 (100)	312 (100)	341 (100)	375 (100)	39.5 (100)		49.6 (100)	
	1.0	2.5	3.6	198 (102)	261 (102)	317 (102)	366 (107)	354 (94)	43.2 (109)	47.1 (119)	52.1 (105)	60.3 (122)
	1.5	3.5	3.2	195 (100)	258 (100)	299 (96)	325 (95)	353 (94)	48.6 (123)	59.4 (150)	57.1 (115)	61.5 (134)
建築用	0	20.0	3.8	128 (100)	159 (100)	241 (100)	271 (100)	296 (100)	30.3 (100)		42.5 (100)	
	1.0	15.5	3.6	108 (84)	154 (97)	193 (80)	222 (82)	228 (77)	29.3 (97)	37.2 (123)	45.6 (107)	47.4 (116)
	1.5	8.5	3.9	114 (89)	163 (103)	186 (77)	218 (80)	242 (89)	34.2 (113)	46.2 (152)	48.9 (115)	59.9 (141)

カッコ内の数値は、繊維無混入コンクリートに対するSFRCの比

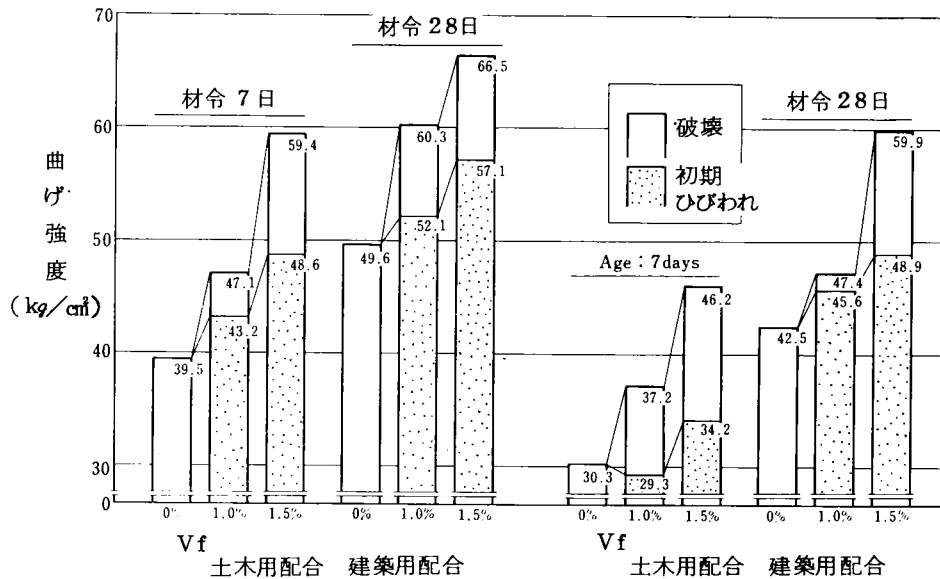
図-6.23 通常工事SFRCの圧縮強度



これらによればコンクリートのスランブは鋼繊維の混入率を増加させるのに伴って著しく減少することが示された。たとえば、鋼繊維を混入しない土木用コンクリート、すなわち土木用基準コンクリートのスランブは8.5 cm程度、また、建築用基準コンクリートのスランブは20.0 cmであるのに対し、1%および1.5%混入したものはそれぞれ15.5 cmおよび8.5 cmであって4.5 cmおよび11.5 cm程度減少することが示され、鋼繊維の混入率がわずかであってもコンクリートのスランブ損失はきわめて大きいことが確かめられた。

いま、0.5×0.5×30 mm (比重7.85)の鋼繊維を容積で1%混入した場合を想定する。鋼繊維1本あたりの重量お

図-6.24 通常工事SFRCの曲げ強度



よび表面積はそれぞれ 58.9 m^2 および 0.605 m^2 であり、1%混入した場合にはコンクリート 1 m^3 中の鋼繊維量は 78.5 kg であるから、鋼繊維は約133万本であり、これらの総表面積は約 81 m^2 と算定されきわめて大きいことがわかる。また、鋼繊維の剛性が大きいためにまだ固まらないコンクリートの流動性が阻害されることも想像され、鋼繊維混入率がわずかであるにもかかわらずスランプ損失が大きいのはこれらに起因するものと考えられる。

圧縮強度は土木用SFRCの場合、鋼繊維混入率1.5%までの範囲においては基準コンクリートのそれと大差はないが、建築用コンクリートに鋼繊維を混入した場合にはいくぶん強度低下がみられた。これはスランプ 20 cm 程度の軟練りコンクリートに鋼繊維を混入した場合にはコンクリートの練り混ぜあるいは成形中に材料分離が生ずること、鋼繊維の配向が均一でなくなることおよびコンクリートの成形性がいくぶん劣ることなどを勘案すればこれらの要因が相まってコンクリートが不均質となったことによるものと推察される。

図-6.24はSFRCの曲げ強度を示したものである。これによれば、SFRCの初期ひびわれ強度および曲げ破壊強度は鋼繊維の混入率を増加させるのに伴って著しく増大することが示された。たとえば、材令28日について比較すると、土木用コンクリートの曲げ強度は 49.6 kg/cm^2 であるのに対し、鋼繊維を1.0%および1.5%混入したSFRCの初期ひびわれ強度はそれぞれ、 52.1 kg/cm^2 および 57.1 kg/cm^2 であって基準コンクリートに比し、それぞれ5%および15%程度増大し、一方、破壊強度もそれぞれ 60.3 kg/cm^2 および 66.5 kg/cm^2 であって基準コンクリートに比べ、22%および34%程度増大していることが示され、ひびわれ発生後の耐力も鋼繊維の混入率を増加するのに伴って増大することが認められた。このような傾向は建築用コンクリートにおいても同様に示されている。

一般に、鋼繊維の補強理論、配向性の観点からすれば補強効果はコンクリートの粗骨材と密接な関係にあり、長さ 30 mm 程度の鋼繊維を混入した場合には粗骨材の最大寸法を 15 mm 程度としたものが最も効果的であり、これ以上あるいは以下としたものではSFRCの特性を十分発揮できないとの報告もある¹⁶⁾。しかし、本実験のごとく、粗骨材最大寸法 25 mm のコンクリートに長さ 30 mm の鋼繊維を1.5%混入した場合であってもコンクリートの曲げ強度は30~40%程度増大することが認められたのであって、本実験のように通常の建設工事に用いられるコンクリートに鋼繊維を混入した場合には粗骨材の最大寸法をある程度まで増大しても、鋼繊維の補強効果をそれほど損なわないようである。

6.5.6 通常の建設工事に用いられるコンクリートを鋼繊維で補強したコンクリートの乾燥収縮

(1) 試験方法

乾燥収縮試験に用いた供試体の形状、長さ変化の測定方法および試験条件とも 6.5.3 項と同様である。使用材料と配合は 6.5.4 項と同一である。

(2) 試験結果および考察

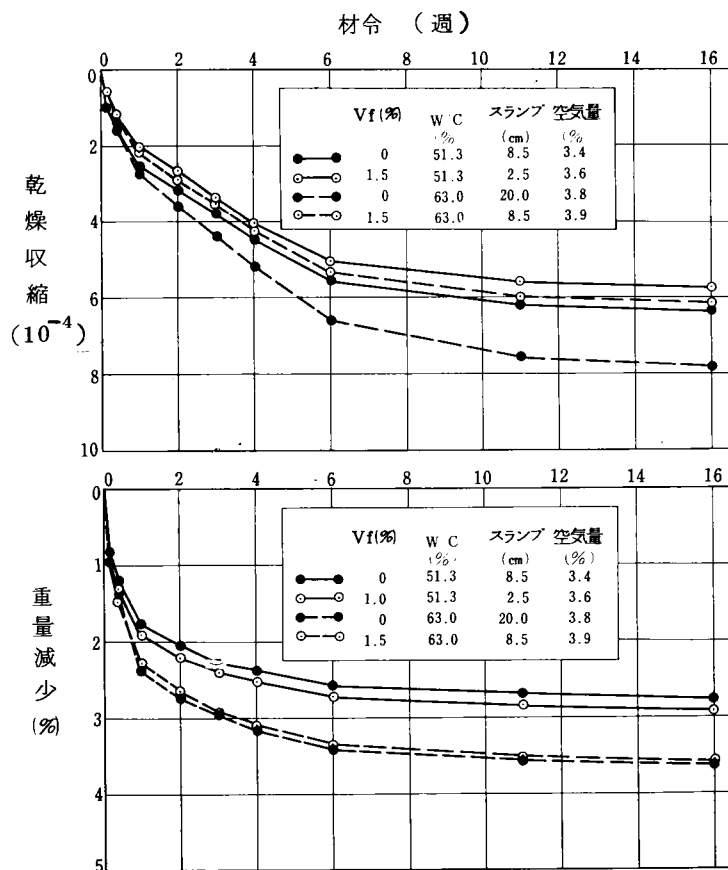
鋼繊維を土木用基準コンクリートに 1.0 %、建築用基準コンクリートに 1.5 % 混入した SFRC の乾燥期間 16 週間までの乾燥収縮試験の結果は表 6.2.0 および図 6.2.5 に示すとおりである。

表 6.2.0 通常工事 SFRC の乾燥収縮

コンクリートの種類 繊維混入率 測定項目 乾燥期間	土 木 用				建 築 用			
	0		1.0 %		0		1.5 %	
	乾燥 収縮 (10^{-4})	重量 減少 (%)	乾燥 収縮 (10^{-4})	重量 減少 (%)	乾燥 収縮 (10^{-4})	重量 減少 (%)	乾燥 収縮 (10^{-4})	重量 減少 (%)
1 日	1.017	0.808	0.583	0.812	0.992	0.918	0.917	0.902
3 日	1.607	1.180	1.151	1.381	1.567	1.549	1.279	1.476
1 週	2.511	1.764	1.995	1.926	2.731	2.378	2.181	2.266
2 週	3.148	2.045	2.681	2.205	3.540	2.726	2.901	2.650
3 週	3.779	2.261	3.367	2.429	4.333	2.991	3.513	2.928
4 週	4.443	2.381	4.007	2.536	5.167	3.174	4.213	3.125
6 週	5.516	2.567	5.007	2.715	6.564	3.420	5.313	3.376
11 週	6.180	2.704	5.585	2.849	7.549	3.571	6.077	3.535
16 週	6.388	2.776	5.783	2.932	7.799	3.658	6.168	3.620

供試体 : $10 \times 10 \times 40 \text{ cm}$
 恒温恒湿室 : R.H. 50%, 20°C

図 6.2.5 通常工事 SFRC の乾燥収縮



これらによれば、鋼繊維の混入はコンクリートの乾燥収縮の低減に効果的であることが示された。たとえば、土木用基準コンクリートの乾燥収縮率は乾燥期間1日、3日、1週、4週および16週ではそれぞれ 1.02×10^{-4} 、 1.61×10^{-4} 、 2.51×10^{-4} 、 4.44×10^{-4} および 6.39×10^{-4} 、であるのに対し、鋼繊維を1%混入したものではそれぞれ、 0.58×10^{-4} 、 1.15×10^{-4} 、 2.00×10^{-4} 、 4.01×10^{-4} および 5.78×10^{-4} であって、いずれの乾燥期間においてもおおむね 0.5×10^{-4} 程度小さい。また、建築用基準コンクリートの乾燥収縮率は乾燥期間1日、3日、1週、4週および16週間ではそれぞれ 0.99×10^{-4} 、 1.57×10^{-4} 、 2.73×10^{-4} 、 5.17×10^{-4} および 7.80×10^{-4} であるのに対し、鋼繊維を1.5%混入したものでは 0.92×10^{-4} 、 1.28×10^{-4} 、 2.18×10^{-4} 、 4.21×10^{-4} および 6.17×10^{-4} であって、いずれも乾燥期間においても、基準コンクリートに比し20%程度小さいことが認められた。

このように鋼繊維の混入がコンクリートの乾燥収縮を低減するために効果的であるのは次のように考えられる。すなわち、図-6.25に示されるごとく、乾燥に伴う重量減少率が鋼繊維混入の有無にかかわらず、ほぼ同じであることから推察して、SFRCから散逸する水分は基準コンクリートのそれと大差なくSFRCのマトリックスの乾燥度とおおむね同程度であると判明できる。それにもかかわらずSFRCの乾燥収縮率が基準コンクリートに比し小さかったのはコンクリート中に分散した剛性の高い、数多くの鋼繊維が網状に連係し乾燥に伴う体積減少を均一に拘束したことによるものと推察される。

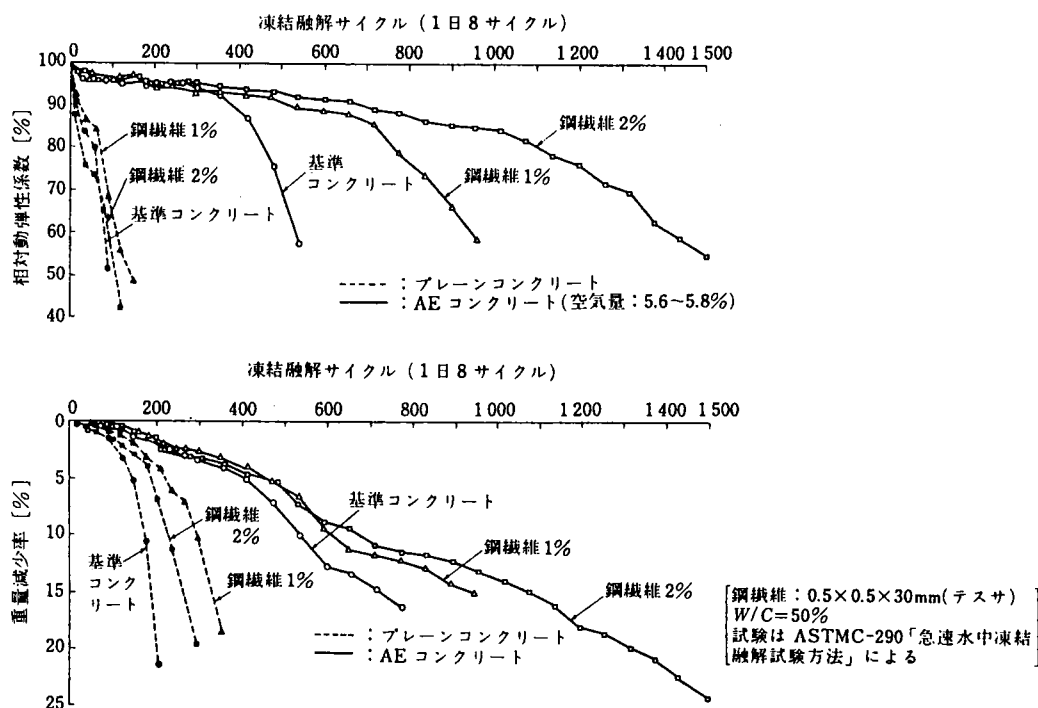
このようにコンクリート中に鋼繊維を混入することは基準コンクリートの乾燥収縮を低減するのにきわめて有効な方法のひとつと考えられ、さらに、収縮の低減が鋼繊維の網状構造によってコンクリート全体に均等に行なわれるためコンクリートの乾燥によるひびわれ発生に対する抵抗性が増大することも推定される。

6.6 SFRCの凍結融解作用に対する抵抗性

6.6.1 はじめに

⁵⁵⁾ 小林らの実験によると図-6.26で明らかなようにSFRCの凍結融解に対する抵抗性はブレンコンクリートに比べ

図-6.26 SFRCの凍結融解試験結果⁵⁵⁾



て著しく改善され、空気量が5～6%のAEコンクリートとした場合、その相対弾性係数が60%に低下するまでの凍結融解サイクル数は、鋼繊維を含まないコンクリートでは約500サイクルではあるが、繊維混入率が2%のコンクリートでは約1400サイクルに達する。

⁵⁶⁾ 洪らは建築用屋外部材として使用する場合の調査について行ったスチールファイバー混入モルタルの耐凍害性について報告している。

筆者は圧縮強度800kg/cm²程度の高強度コンクリートに鋼繊維2%混入したSFRC、鋼繊維4%混入した高強度モルタルならびに通常の建設工事に用いられるコンクリートを鋼繊維で補強したコンクリートの凍結融解作用に対する抵抗性を試験した。

6.6.2 高強度SFRCの凍結融解作用に対する抵抗性

(1) 試験方法

凍結融解試験に用いた供試体10×10×40cmの角柱供試体である。試験は「ASTM C 290 水中急速凍結融解法」に準じて行い、2週間、標準養生が終了した供試体を基準とし、以後、所定回数の凍結融解が完了した供試体の動弾性係数変化および重量変化を測定した。相対動弾性係数は供試体の重量減少を勘案して、一次共鳴振動数のみならず供試体重量も加味して算出した。

(2) 試験結果および考察

表-6.14に示す基準および鋼繊維混入率2%のコンクリートまた、基準および鋼繊維混入率4%のモルタルに2146回までの凍結融解作用を繰り返した供試体の相対動弾性係数および重量変化の測定結果は表-6.21および図-6.27に示すとおりである。

表-6.21 高強度SFRCの凍結融解試験結果

Vf サイクル	コンクリート				モルタル			
	0		2%		0		4%	
	相対弾性 係数(%)	重量減 少率(%)	相対弾 性係数 (%)	重量減 少率(%)	相対弾 性係数 (%)	重量減 少率(%)	相対弾性 係数(%)	重量減 少率(%)
0	100	0	100	0	100	0	100	0
15	100.2	0	100.0	0.009	99.1	0	100.0	0.006
28	100.1	0.033	100.6	0.019	99.3	0.091	100.5	0.012
44	99.6	0.033	100.3	0.014	99.6	0.107	100.6	0.026
54	100.7	0.012	100.6	0.009	99.6	0.088	100.6	0.015
69	99.8	0.053	100.0	0.039	99.2	0.157	99.2	0.048
97	99.9	0.050	99.7	0.031	98.2	0.234	100.0	0.043
116	100.3	0.051	100.0	0.029	97.9	0.285	99.9	0.060
129	100.3	0.098	99.7	0.077	97.5	0.367	99.9	0.120
154	99.8	0.108	100.0	0.128	97.7	0.497	100.2	0.158
185	99.8	0.125	100.2	0.108	98.2	0.516	100.1	0.176
241	99.8	0.103	100.0	0.056	98.0	0.583	100.1	0.194
299	100.1	0.102	100.1	0.059	98.6	0.763	100.7	0.281
362	98.6	0.161	100.2	0.081	98.4	0.759	98.6	0.287
425	99.5	0.255	99.2	0.125	97.8	0.057	98.5	0.685
458	98.1	0.251	98.4	0.139	98.6	1.075	99.2	0.704
500	97.5	0.268	99.0	0.180	98.8	1.247	99.7	0.850
884	97.4	0.278	98.8	0.358	98.0	2.534	99.2	0.002
1113	97.2	0.452	99.0	0.668	98.5	3.432	99.3	2.611
1215	96.5	0.508	98.8	0.832	96.2	3.651	99.5	2.846
1520	96.2	0.648	98.7	0.410	94.7	4.292	98.9	3.434
1881	94.5	0.874	97.5	2.334	94.0	6.684	97.0	4.695
2164	91.4	1.233	94.7	3.550	90.1	8.395	93.8	5.476

これらによれば基準コンクリートおよびモルタルは凍結融解作用に対する抵抗性がきわめて大きいことが認められる。すなわち、基準コンクリートおよびモルタルの凍結融解 2146 回における相対動弾性係数はそれぞれ 91.4 % および 90.1 %、また、重量減少率は 1.23 % および 8.40 % であって、凍結融解を 2,000 回以上繰り返しても相対動弾性係数はいずれも 90 % 以上であり、きわめて耐久であることが示された。一方、このようなコンクリートおよびモルタルに鋼繊維をそれぞれ 2 % および 4 % 混入した鋼繊維補強コンクリートおよびモルタルの凍結融解 2146 回における相対動弾性係数はそれぞれ 94.7 % および 93.8 %、また、重量減少率はそれぞれ、3.55 % および 5.48 % であって、鋼繊維補強コンクリートおよびモルタルは基準コンクリートおよびモルタルよりもさらに凍結融解作用に対する抵抗性を備えていることが確かめられた。

コンクリートの凍結融解作用による劣化機構はコンクリート表面の脆弱な組織が脱落することによって表面から徐々に進行するものおよび凍結融解作用によってコンクリート内部に生じた微細ひびわれあるいはコンクリート中の弱点部分に水分が浸潤し、この自由水が凍結し、膨張による氷圧によってひびわれがさらに拡大し、コンクリート内部から急激に進行するものなどが複雑に複合されるが、凍害による劣化の主因は後者であると言われている。したがって、コンクリートに鋼繊維を混入した場合には既往の報告⁵⁵⁾にも示されるごとく、コンクリート中に均一に分散し、網状構造を形成する鋼繊維がコンクリートを効果的に補強するため、上述のコンクリート内部からの破壊作用を軽減することができ、コンクリートの凍結融解作用に対する抵抗性が増大したものと推察される。SFRC の凍結融解作用に対する劣化状態は表面からの剝離が主であり、内部までに進行していないと思われる。このことは凍結融解による重量減少が比較的大きいにも拘わらず動弾性係数が低下しないことから推察される。

6.6.3 通常の建設工事に用いられるコンクリートを鋼繊維で補強したコンクリートの凍結融解作用に対する抵抗性

(1) 試験方法

凍結融解試験に用いた供試体の形状、試験方法とも前項 6.6.2 と同様である。使用材料と配合は 6.5.4 項と同一である。

(2) 試験結果および考察

基準コンクリートおよび SFRC に 300 回まで凍結融解をくり返した供試体の相対動弾性係数および重量変化の試験結果は表 6.2.2 および図 6.2.8 に示すとおりである。

これらによれば当然のことではあるが基準コンクリートの相対動弾性係数は凍結融解回数が増加するに伴って低下し、低下の程度はコンクリートの配合によって異なることが認められた。たとえば、土木用コンクリートの場合、コン

図-6.2.7 高強度 SFRC の凍結融解試験結果

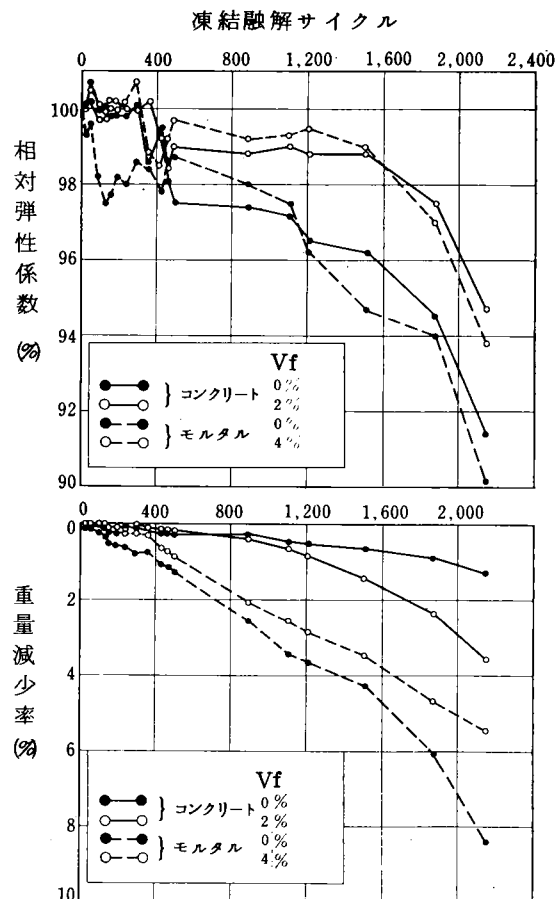
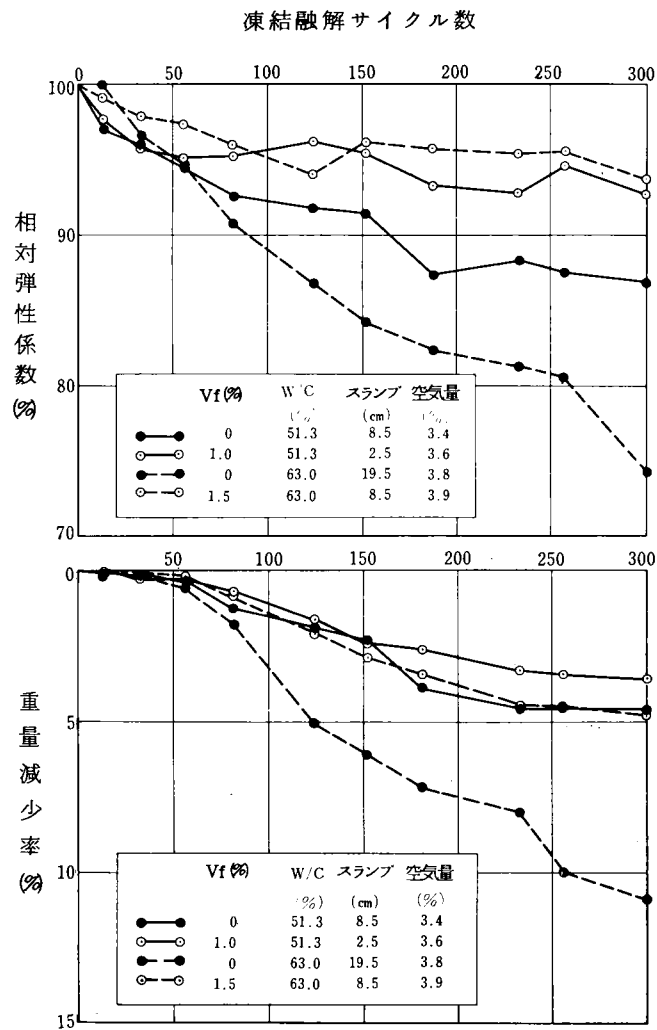


表-6.22 通常工事SFRCの凍結融解試験結果

コンクリートの種類	土 木 用				建 築 用			
	0		1.0 %		0		1.5 %	
	測定項目 サイクル数	相対弾性係数 (%)	重量減少率 (%)	相対弾性係数 (%)	重量減少率 (%)	相対弾性係数 (%)	重量減少率 (%)	相対弾性係数 (%)
繊維混入率								
0		100	0	100	0	100	0	100
13		96.97	0.053	97.65	0.016	100.0	0	99.04
33		96.12	0.190	95.59	0.140	96.79	0.334	97.83
56		94.25	0.264	95.08	0.277	94.64	0.623	97.30
82		92.64	1.025	95.18	0.751	90.77	1.781	96.09
124		91.79	1.902	96.42	1.765	86.84	5.066	94.03
152		91.43	2.314	95.41	2.326	84.21	6.068	96.11
181		87.35	3.931	93.29	2.620	82.36	7.214	95.80
233		88.19	4.565	92.70	3.259	81.36	8.305	95.40
256		87.50	4.491	94.75	3.453	80.16	10.020	95.55
300		85.69	4.628	92.69	3.583	74.22	10.967	93.46

図-6.28 通常工事SFRCの凍結融解試験結果



クリートの相対動弾性係数は凍結融解回数33回、82回、152回、233回および300回ではそれぞれ96%、93%、91%、88%および87%であるのに対し、建築用コンクリートの場合には97%、91%、84%、81%および74%であって水セメント比の大きい建築用コンクリートの方が劣化が著しい。このように凍結融解回数300回で相対動弾性係数が87%および74%程度の基準コンクリートに鋼繊維を混入した場合には凍結融解作用に対する抵抗性は著しく増大することが確かめられた。すなわち、土木用および建築用コンクリートに鋼繊維をそれぞれ1.0%および1.5%混入した場合には凍結融解を300回くり返しても相対動弾性係数は両者とも93%程度であり、鋼繊維を数パーセント混入しただけでコンクリートの凍結融解作用に対する抵抗性は著しく増大することが示された。

6.7 S F R C の海浜暴露に対する抵抗性

6.7.1 はじめに

鋼材は、コンクリートのように高アルカリ環境下では、その表面に不動態皮膜が形成されているので腐食することはない。したがってS F R Cにおいても中性化が内部まで進行しない限り鋼繊維の腐食は生じないと考えてよい。

Hannant⁵⁷⁾らは、囲いのある比較的温和な場所、海岸、工場地帯の3種類の暴露条件におけるS F R Cの耐候性について検討した。普通、軽量コンクリートの両方とも、ひびわれのない場合はいずれの条件においても、少なくとも5年間は繊維の腐食はないが、0.1～0.3mmの幅のひびわれが入ったコンクリートでは、海岸において11か月後に著しい中性化と繊維の腐食が起ったと述べている。

土木学会の鋼繊維補強コンクリート設計施工指針(案)¹⁷⁾の付属資料の耐久性(耐腐食性)の項にS F R Cの海洋環境における暴露試験結果が数例紹介されている。

伊豆半島東海岸の飛沫帯におけるS F R Cの3年暴露の結果によると、ごく表面の中性化した部分に存在した鋼繊維の一部は腐食しているが、その他はすべて健全であった。なお供試体の大きさは10×10×40cm、配合は水セメント比50%で鋼繊維混入率は2%である。

紀伊半島沖合6km、水深147mに、4年6か月海中浸漬したS F R Cの鋼繊維の発錆状況を目視観察した。供試体の寸法は10×20cmの円筒で、配合は早強セメント551kg/m³の水セメント比51.9%、鋼繊維混入率2%である。観察結果によると、S F R Cの表面にはかなりの錆発生が認められた。しかし、これを約5mmごとに切断し、その断面を観察したところ、最初の切断面で側面から約1mm内側に入った部分の鋼繊維に一部錆発生が認められただけで、その他は全く錆の発生が認められなかったとしている。

筆者は愛知県渥美郡田原町片浜海岸で波打ち際から10m、地上10mの位置で潮風を良く受けるところにS F R C供試体を5年間暴露した。

6.7.2 海浜暴露の試験方法と結果

(1) 試験方法

試験に用いたコンクリートは基準コンクリートおよび鋼繊維を2%混入したS F R Cである。配合を表-6.2.3に示す。供試体は曲げ強度試験用に10×10×40cmはり供試体、圧縮強度試験用にφ10×20cm円柱体であって、材

表-6.2.3 海浜暴露S F R Cの配合

	繊維混入率 V _f (%)	骨材最大寸法 (mm)	水セメント比 w/c (%)	セメント C	単 位 量 (kg/m ³)					スランブ (cm)	空気量 (%)
					水 W	細骨材 S	粗骨材 G	鋼繊維 S F	混和剤 M T		
基準コンクリート	0	20	27.2	550	150	527	1,206	—	8.25	4.5	—
S F R C	2.0	20	36.0	500	180	834	830	157	7.50	1.0	—

令28日まで20℃水中養生を行い、以後、所定の材令まで海浜に放置したものである。

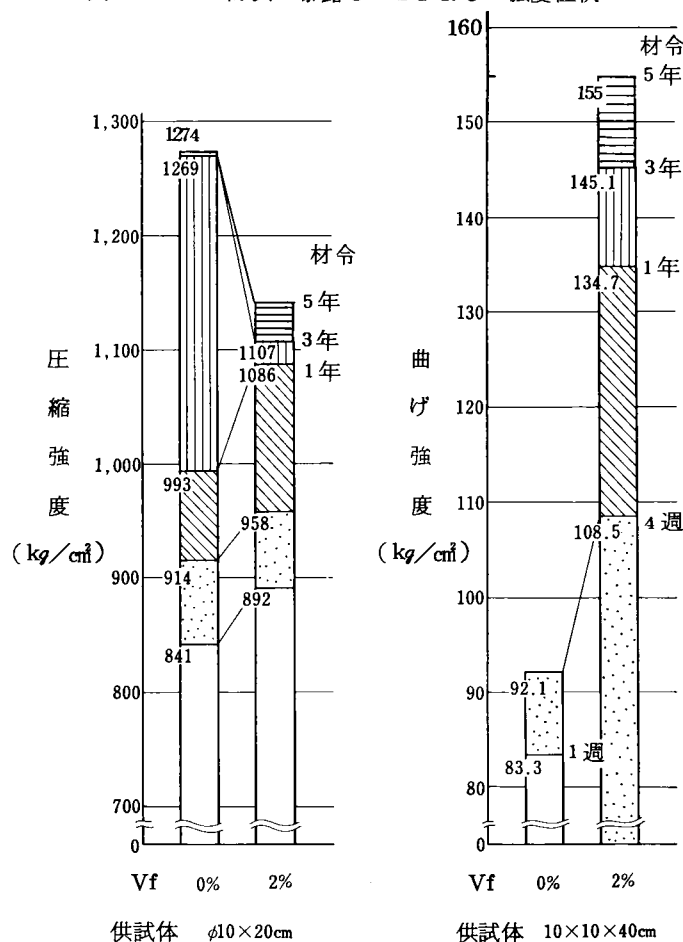
試験は曲げ強度および圧縮強度を測定するとともに、供試体表面近傍にある鋼繊維の発錆状況の観察およびコンクリートの中性化についても測定した。供試体を放置した場所は先に述べた如く波打ち際から10m、地上10mの潮風を良く受けるところである。

(2) 試験結果および考察

海浜に暴露した基準および鋼繊維を2%混入したコンクリートの、材令5年までの曲げおよび圧縮強度の試験の結果は図-6.29に示すとおりである。これによればSFRCの曲げ強度は材令28日、1年、3年および5年において $108\text{kg}/\text{cm}^2$ 、 $135\text{kg}/\text{cm}^2$ 、 $145\text{kg}/\text{cm}^2$ および $155\text{kg}/\text{cm}^2$ であって、5年間強度増進を続けた。一方、SFRCの圧縮強度試験結果においても同様の傾向が認められた。すなわち、材令28日で $958\text{kg}/\text{cm}^2$ 、1年で $1,086\text{kg}/\text{cm}^2$ 、3年で $1,107\text{kg}/\text{cm}^2$ そして5年材令で $1,140\text{kg}/\text{cm}^2$ と増進することが確かめられた。

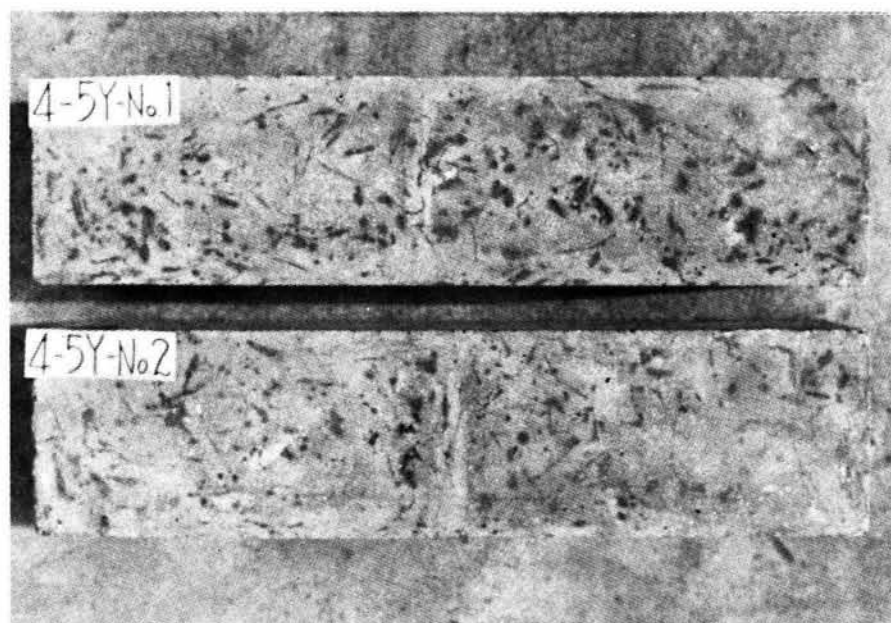
また、海浜に暴露したSFRCの表面には放置直後から鋼繊維の発錆によると思われる茶褐色の着色を生じ、この着色は暴露期間の経過に伴って増大する傾向にあることが認められた。たとえば、図-6.30は材令1年、3年および5年における供試体の状態を示したものであるが、1年間海浜に放置したSFRCの表面近傍にあると思われる鋼繊維に沿って線状の発錆が認められ、さらに3年、5年と経過するに従ってこの発錆数の密度が増大し、個々の錆も長さおよび幅ともに増大していることが認められた。しかし、曲げ強度試験が終了した試験片の破断面を顕微鏡を用いて詳細に観察した結果、発錆は表面近傍にある鋼繊維のみに限られ、発錆した鋼繊維は供試体作成中に型枠に接したものあるいは打込面に露出しているもののみである。さらに、発錆した鋼繊維においても錆は表面に近い部分だけであり、供試体

図-6.29 海浜に暴露したSFRCの強度性状



[材令28日まで水中養生を行った後、海浜暴露]

図-6.30 海浜に暴露したSFRC供試体の表面性状



の中心方向に近く、コンクリートに接した部分には認められず鋼繊維全体には及んでいない。また、コンクリートにフェノールフタインを塗布すると赤色の呈色反応を示し、コンクリートの中性化は供試体のごく表層部分であって、実測できないほどであった。

以上のように、SFR Cを潮風の影響を受ける海浜に放置した場合には基準となるコンクリートが高強度コンクリートであっても表面に赤褐色の発錆が認められたため、当初、鋼繊維の発錆によって材令の経過とともにSFR Cの耐力が低下することも懸念された。しかし、これらの悪影響はごく軽微であってSFR Cの強度はむしろ増進し、きわめて耐久的事であることが確かめられた。

6.8 SFR Cの摩耗作用に対する抵抗性

6.8.1 はじめに

SFR Cの耐摩耗性に関してはまだ評価が定まっていない。その理由は、舗装などの実際の構造物に生ずる摩耗現象には数多くの因子が関与する非常に複雑な機構によって発生しているため、これを実験室において再現するための適切な評価試験方法が確立されていないことによる。²⁾

犬塚ら⁵⁸⁾は鋼繊維添加率2%のSFR Cについてスパイクタイヤによる摩耗試験を実施した。その結果、SFR Cは普通コンクリートに比し耐摩耗性が優れており、重量損失率で比較すると、普通コンクリートの供試体の損失率を100%とする時、SFR Cの場合、供試体表面では、約5万回時で59.0%、約15万回時では51.9%となったと報告している。

また、犬塚ら⁵⁹⁾はSFR Cの摩耗抵抗の主効果は圧縮強度により推定できるとしている。

一方、砂を含んだ高速水流の掃流作用に対する耐摩耗性を掃流式摩耗試験機によって調べた是石ら⁶⁰⁾の結果では、繊維混入率が1%のSFR Cの摩耗量は普通コンクリートの約1/2にとどまり、このような作用に対するSFR Cの耐摩耗性がすぐれていることを明らかにしている。

筆者は、回転する鋳鉄盤上に自ら回転する円柱供試体を50kgの荷重で押し付けて、研磨材にカーボランダムを用いて摩耗試験を行いSFR Cの摩耗量は普通コンクリートに比べて著しく小さいことを確かめた。

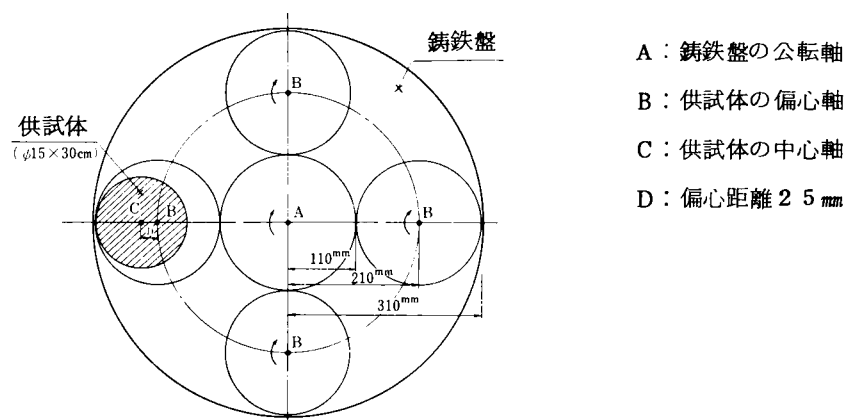
6.8.2 摩耗作用の試験方法と結果

(1) 試験方法

試験に用いたコンクリートは表-6.18および表-6.19に示した土木用および建築用コンクリートおよびこれらに鋼繊維をそれぞれ1.0%および1.5%混入したSFR Cである。摩耗試験に用いた供試体は $\phi 15 \times 30$ cm円柱体である。

試験に用いた摩耗試験装置は回転する鋳鉄盤上に自ら回転する供試体を押し付けて摩耗させる形式のものであり、鋳鉄盤の回転（以下、公転と称す）および供試体の回転（以下、自転と称す）に要する時間はそれぞれ1.3秒/回および7.8秒/回である。公転軸と自転軸の間隔は21 cm、供試体は自転軸まわりに中心を2.5 cm偏心させて図-6.31のよ

図-6.31 摩耗試験装置



うに回転する。供試体の鋳鉄盤への押付け力は50kgであり、研摩材にはカーボランダム（#100）を用い、これが供試体1個につき毎分40gの割合で少量の水とともに鋳鉄盤上に落分散されるように調整した。所定の試験材令に達した供試体を養生水槽から取り出し、ただちに重量を測定するとともに摩耗試験に供した。試験は公転回数1,000回における重量減少量を試験前の供試体重量で除し、重量減少率とした。試験の材令は7日、14日、28日および56日であり、各材令とも供試体の数は2個である。

(2) 試験結果および考察

基準および鋼繊維を混入したコンクリートの摩耗試験の結果は表-6.2.4および図-6.3.2に示すとおりである。こ

表-6.2.4 SFRCの摩耗試験結果

コンクリートの種類	水セメント比 W/C (%)	砂率 s/a (%)	繊維混入率Vf (%)	摩耗重量減少率 ※※ (%)			
				7日	14日	28日	56日
土木用	51.3	38	0	1.639 (100)*	1.411 (100)	1.277 (100)	1.104 (100)
	51.3	38	1.0	1.371 (84)	1.049 (74)	1.034 (81)	0.921 (83)
	51.3	38	1.5	0.890 (54)	0.808 (57)	0.771 (60)	0.719 (65)
建築用	63.0	48	0	2.457 (100)	1.981 (100)	1.834 (100)	1.445 (100)
	63.0	48	1.0	1.548 (63)	1.394 (70)	1.228 (67)	1.170 (81)
	63.0	48	1.5	1.118 (46)	1.091 (55)	0.940 (51)	0.841 (58)

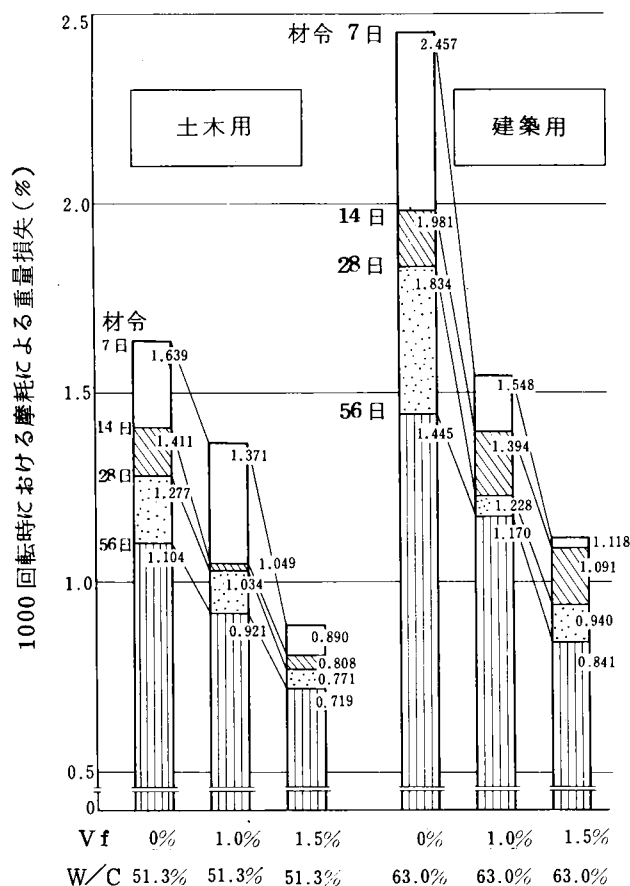
※ かっこ内の数値は繊維無混入コンクリートに対するSFRCの値

※※ 重量減少率は2個のデータの平均値

れらによれば鋼繊維を混入したコンクリートの摩耗は基準コンクリートに比し、きわめて小さくいずれの材令においても重量減少率は鋼繊維の混入率を増大させたのに伴って低減することが示された。さらに、このような傾向は水セメント比の大きい建築用コンクリートに鋼繊維を混入した場合に顕著であることも示された。たとえば、材令28日において比較すると土木用基準コンクリートの公転1000回における重量減少率は1.28%であるのに対し、これに鋼繊維を1.0%および1.5%混入した場合にはそれぞれ1.03%および0.77%であり、基準コンクリートに比し、それぞれ2.0%および4.0%程度摩耗量が低減している。一方、建築用基準コンクリートの重量減少率は1.83%であるが、これに鋼繊維を1.0%および1.5%混入した場合には1.23%および0.94%であって基準コンクリートに比しそれぞれ3.3%および4.9%程度低減し、土木用コンクリートよりもさらに摩耗による重量減少の低減が著しい。さらにSFRCの耐摩耗の効果は若材令ほど大きいことが認められた。

図-6.3.3は基準コンクリートおよびSFRCの圧縮強度と摩耗作用による重量減少率との関係を示したものである。これによれば両者には密接な関係があり、基準コンクリートおよび鋼繊維混入率を同じくしたSFRCは水セメント比の相違にかかわらずほぼ同一の直線で示され、また、コンクリートの圧縮強度を同じくして比較した場合、鋼繊維混入率の増大に伴って重量減少率は著しく低減することも示された。たとえば、圧縮強度が $150\text{kg}/\text{cm}^2$ 程度の建築用基準コンクリートの重量減少率は2.0%程度であるのに対し、鋼繊維を1%および1.5%混入したものではそれぞれ1.4%、

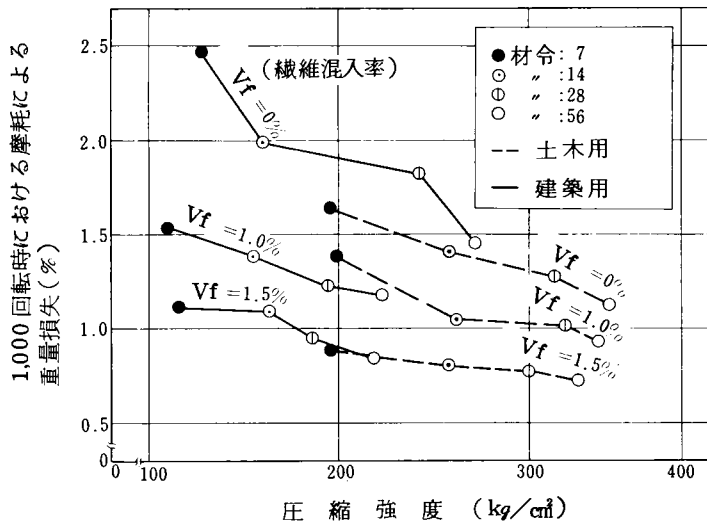
図-6.3.2 SFRCの摩耗試験結果



および1.0%程度に低減し、また $300\text{kg}/\text{cm}^2$ 程度の土木用基準コンクリートの重量減少率は1.3%であるのに対し、鋼繊維を1%および1.5%混入したものではそれぞれ1.0%および0.7%程度に減少している。

一方、いずれのコンクリートにおいても材令の経過にともなうコンクリートの強度増進によって摩耗による重量減少率は低減するものの、低減の程度は鋼繊維の混入率を増大させるにともなう鈍化することも認められた。たとえば、

図－6.3 3 S F R Cの圧縮強度と摩耗重量損失



上述のように圧縮強度が 150 kg/cm^2 から 300 kg/cm^2 程度に増進した場合には重量減少率は基準コンクリートにおいて 0.7% 程度低減するが鋼繊維混入率を 1.0% および 1.5% と増加するにともなってそれぞれ 0.4% および 0.3% であって低減の程度は小さくなることが示された。この理由については明確には言えないが、次のように考えられる。すなわち、図－6.3 3 に示されるごとく、コンクリートは一般に圧縮強度の増進に伴って摩耗に対する抵抗性が增大する。このようなコンクリートに耐摩耗性の大きい鋼繊維量を適量、混入した場合にはコンクリートマトリックスの強度増進にともなう耐摩耗性の増大と鋼繊維の高い耐摩耗性とが相まって材令の経過とともに S F R C の摩耗に対する抵抗性は向上するものと考えられる。しかし、鋼繊維混入率をある値以上に高めた場合には S F R C の耐摩耗性は鋼繊維のそれに依存するところが多くなく、材令の経過にともなう耐摩耗性の増進はそれほど期待できない場合であろうと推察される。

以上のように、コンクリート中に鋼繊維を混入した場合には通常の建設工事に用いられるコンクリートであっても耐摩耗性は著しく増大し、S F R C はすぐれた耐摩耗性を有することが判明し、耐摩耗性が要求される道路舗装等には有効な材料であると考えられる。

6.9 S F R C の水密性

6.9.1 はじめに

S F R C の諸性質については多くの研究者により実験検討されてきたが、水密性に関する報告はいまのところ全くといってよいほどみあたらない。

筆者は、S F R C の透水試験をインプット方法で実施し、S F R C の水密性は鋼繊維無混入のコンクリートに比し若干劣る傾向にあることを明らかにした。

6.9.2 水密性の試験方法と結果

(1) 試験方法

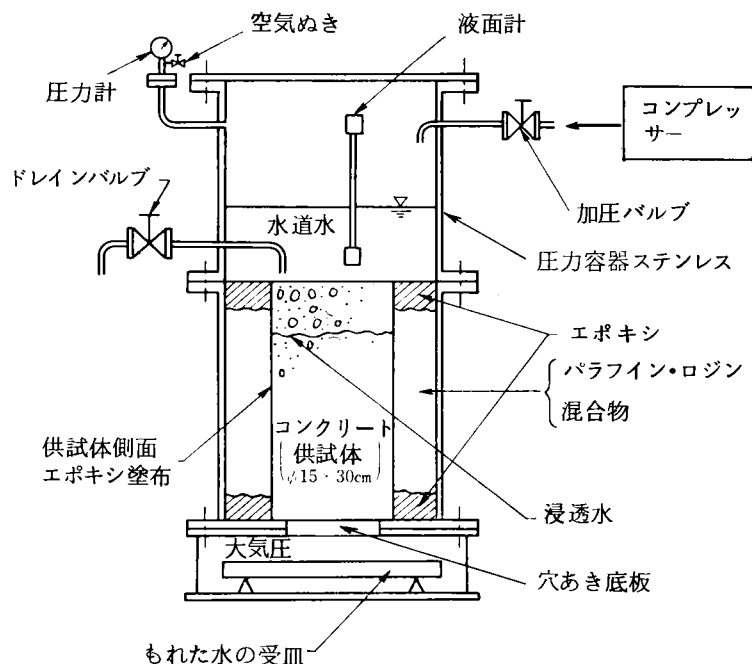
試験に用いたコンクリートは表－6.1 8 に示した土木用および建築基準コンクリートおよびこれにそれぞれ鋼繊維を 1.0% および 1.5% 混入した S F R C である。透水試験に用いた供試体は $\phi 15 \times 30 \text{ cm}$ の円柱体であり、これを4週間水中養生を行ったのち、水の浸透状態を解明するため相対湿度 50% 、温度 20°C の恒温室中に2週間放置して乾燥したものである。乾燥が終了した供試体は乾燥度を測定するとともに側面から水の浸透を避けるためエポキシ樹脂を

塗布して封緘した。準備が完了した供試体を試験装置に装着して試験を開始した。

試験に使用した透水試験装置は図－6.3 4に示すような、コンクリート供試体上に湛水した水道水を所定の圧力に高めた圧縮空気によって加圧し、所定の試験期間における水の浸透深さを測定するインプット方式である。

供試体の装置は図に示すような装置と供試体の間隙をエポキシ樹脂およびパラフィンワックスと松やにの混合物を充填し、この部分からの漏水を防止するように注意深く行った。

図－6.3 4 試験装置、供試体セット概略図



所定の試験期間が終了した供試体を装置から取り出し、ただちにこれを割裂して割裂試験片の水の浸透深さおよび面積計を用いて浸透面積から平均浸透深さを求めるとともに(1)式を用いて水の、コンクリートに対する拡散係数(β^2)を算出した。

$$\beta^2 = \alpha \frac{Dm^2}{4 \cdot t \cdot \xi^2} \dots\dots\dots(1)$$

ここに β^2 : 拡散係数
 α : 浸透の換算係数⁶¹⁾ $= \frac{3}{t^7}$
 Dm : 平均浸透深さ
 t : 試験時間
 ξ : 試験圧力によって定まる定数

試験圧力および試験期間はそれぞれ 9 kg/cm^2 および 21 日間であり、供試体の数は各配合 2 個ずつである。

(2) 試験結果および考察

土木用および建築用基準コンクリートおよびこれらに鋼繊維を 1.0 % および 1.5 % 混入した S F R C の透水試験の結果は表－6.2 5 に示すとおりである。これらによれば既往の研究報告にも示されるとおり、コンクリートの水密性は水セメント比によって著しく異なることが示され、たとえば、試験圧力 9 kg/cm^2 および試験期間 21 日間とした場合、土木用基準コンクリート ($w/c = 51.3\%$) の浸透深さおよび拡散係数はそれぞれ 5.45 cm および $15.52 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$

表-6.25 SFRCの水密性試験結果

コンクリートの種類	水セメント比 W/C(%)	砂率 s/a (%)	繊維混入率 Vf (%)	空気量 (%)	スランブ (cm)	浸透深さ※ Dm(cm)	拡散係数*** $\beta^2(\times 10^{-4} \text{cm}^2/\text{s})$
土木用	51.3	38	0	8.5	3.4	5.45 (100)***	15.52 (100)***
	51.3	38	1.0	2.5	3.2	6.65 (122)	23.11 (149)
建築用	63.0	48	0	20.0	3.8	9.75 (100)	49.78 (100)
	63.0	48	1.5	8.5	3.9	9.93 (102)	51.53 (104)

※ Dmは4個のデーター平均 *** $\beta^2 = \alpha \frac{Dm^2}{4 \cdot t \xi^2}$

*** かつこ内の数値は繊維無混入コンクリートのSFRCに対する比

試験条件、水圧 9 kg/cm^2 、水圧載荷期間21日、インプット法、供試体 $\phi 15 \times 30 \text{ cm}$

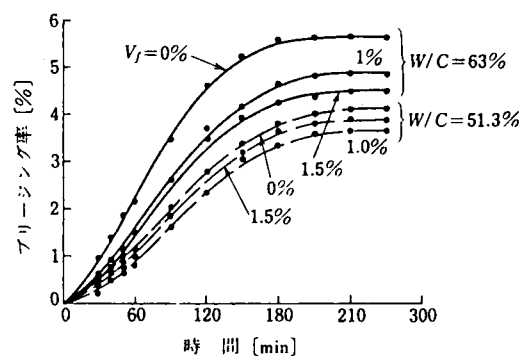
であるのに対し、建築用基準コンクリート ($W/C=63.0\%$) においては 9.75 cm および $49.78 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$ であって水セメント比を12%程度増すと浸透深さおよび拡散係数はそれぞれ1.8倍および3.2倍程度に増大することが示された。さらに、このような基準コンクリートに鋼繊維を混入した場合にはコンクリートの単位水量および水セメント比が同じであるにもかかわらず、SFRCの水密性は基準コンクリートのそれに比し、劣る傾向にあることが示された。

すなわち、鋼繊維を1%混入した土木用SFRCの浸透深さおよび拡散係数はそれぞれ 6.65 cm および $23.11 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$ であって、それぞれ22%および49%程度、また、鋼繊維を1.5%混入した建築用SFRCの場合にはそれぞれ 9.93 cm および $51.53 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$ であってそれぞれ2%および4%程度増大することが認められた。このようにコンクリートの単位水量および水セメント比が同じであるにもかかわらず鋼繊維の混入の有無によって透水性状に差異を生じたのは得られたデーターが少ないため断定的には言えないが次のように考えられる。すなわち、すでに述べたとおり、本実験に用いた鋼繊維1%の総表面積は約 81 m^2 であり、このような表面積の大きい鋼繊維がわずかであってもコンクリート中に存在すればコンクリートの成形後に材料分離によって生ずるブリージング水の上昇はこれら鋼繊維に阻止され、上昇水はこの下面近傍に水隙として滞留し、コンクリート中の弱点を形成するとも考えられ、このようなコンクリートに加圧水が作用した場合、浸透水はこれらの弱点部分を伝播して、容易に浸潤するものと想像される。これらのことは図-6.35に示したSFRCのブリージング試験結果からも推察される。すなわち、土木用基準コンクリートのブリージング率は4.05%であるのに対し、このコンクリートに鋼繊維を混入した場合には3.65%、また、建築用基準コンクリートのブリージング率は5.65%であるが鋼繊維を1.5%混入した場合4.50%程度であって、水セメント比および単位水量が同じであっても0.40%および1.15%小さく、このことはこれに相当する水量がコンクリート中、とくに鋼繊維近傍に滞留していることを示唆していると思われる。

SFRCは曲げ、引張および剪断強度などにすぐれた特性を有するためにトンネルライニング、法面吹付け等の工事に利用される機会が多くなってきたがこの種の工事に用いられる場合もある。しかし本実験において示されたごとく、入念に施工しても、SFRCの水密性は鋼

繊維無混入のコンクリートに比し、若干劣る傾向にあり、さらに、この種の工事にはコンクリート吹付け等の特殊工法

図-6.35 SFRCのブリージング



が採用されることも多く、これが相まってコンクリートの水密性が一層損なわれることも懸念される。したがって、水密性を必要とする工事に S F R C を使用する場合には適切な配合の選定、入念な施工をすることが重要であろう。

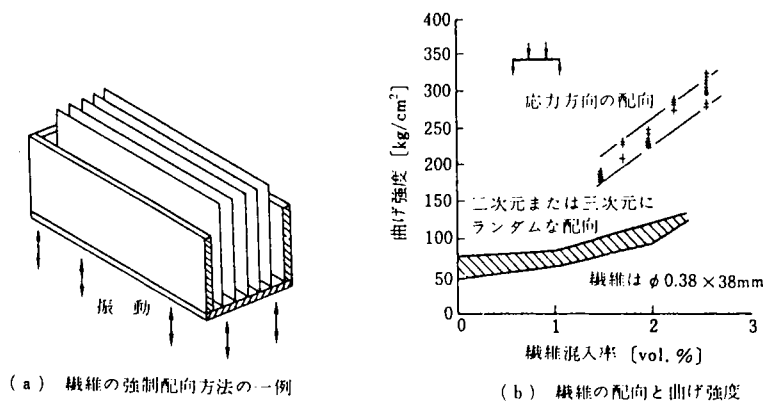
6.1 0 鋼繊維の配向と S F R C の力学的諸性質

6.1 0.1 はじめに

コンクリート中に鋼繊維が三次元的に均一分散されていると仮定した場合、一定方向にすべて繊維を投影した時の繊維投影長の総和に対する全繊維長総和の比、すなわち繊維配向係数は統計的に 0.4 0 5 と算出される。すなわち、応力が一方向（一次元）に作用する S F R C にあってはランダムに混入した鋼繊維のうち、有効に補強効果を示すものは 4 割程度にすぎない。しかし鋼繊維を二次元的にランダム配向した場合には配向係数は 0.6 3 7 であって、同量の混入率であっても三次元に比べ鋼繊維の補強効果を高めることができる。したがって、コンクリートに作用する応力の種類、方向などがあらかじめ予想できる部分に鋼繊維補強コンクリートを用いる場合、鋼繊維の性能を遺憾なく発揮するためには応力方向に関する繊維の配向係数をできるだけ大きくすることが望ましい。

Hannant ら⁶²⁾は、仕切板の間げきに S F R C を少しずつ流し込み、振動を加えつつ繊維を梁の軸方向に強制的に配向させた供試体をつくり、図-6.3 6 に示すように良い結果を得ている。

図-6.3 6 繊維の強制配向とその曲げ強度に及ぼす影響⁶²⁾



また、Edgington⁶³⁾らは、振動によって繊維が振動方向に垂直な平面に並ぶ傾向のあることを指摘している。

小林ら^{64), 65), 66)}は鋼繊維の配向度と、それに影響をおよぼす繊維の長さ、供試体の寸法効果との関係を実験的に明らかにし、断面寸法が小さくなる程、また繊維の長さが長くなるほど配向係数は大きくなるとしている。さらに S F R C における鋼繊維の分散度と配向度、及びそれに影響をおよぼす要因との関係を定量的に評価した。

中内ら⁶⁷⁾は S F R C を供試体の全層厚に打設したものと、層状に打設したものについて実験を行ない、曲げ強度は S F R C の層厚にあまり影響されず、S F R C の層厚が $1/2 \sim 1/3$ になっても強度比の低下は、1 割程度である。しかし、せん断強度では S F R C の層厚が $1/2$ になると $1 \sim 3$ 割、また $1/2$ になると $2 \sim 3$ 割の低下があるとしている。

岡田ら⁶⁸⁾は鋼繊維の分散度の面から S F R C の強度特性について論じている。

なお、コンクリート中に短繊維を人為的に配向させる方法としては、²⁾

- (1) 振動を与える方法
- (2) コンクリートの絞り出しによる方法
- (3) 層状成形による方法
- (4) 遠心力成形による方法

- (5) 磁力配向による方法
(6) 繊維配向機を用いる方法
などがある。

筆者は断面の一部を層状に S F R C で置きかえた供試体について曲げ強度試験を行い、鋼繊維の配向の相違が S F R C の力学的諸性質に及ぼす影響について検討し、S F R C の効果的な利用について考察を加えたものである。

6.1 0.2 鋼繊維の配向、配置が高強度 S F R C の曲げ特性に及ぼす影響

S F R C を曲げ応力が作用する高強度コンクリート部材に対して効果的に用いるため、鋼繊維の配向および配置を勘案して S F R C を曲げ応力が作用する縁端に、層状に配置したコンクリート供試体の曲げ強度試験を行い、これらが強度特性に及ぼす影響について検討した。

(1) 試験方法

i) 使用材料とコンクリートの配合

実験に用いた基準コンクリートならびに鋼繊維混入率 2 % の S F R C の配合は表— 6.1 4 と同じである。また、これらに用いたセメント、骨材、混和剤も 6.5.2 項に示したものと同様である。

ii) 供試体の作成および試験項目

S F R C および基準コンクリートの練り混ぜは 6.5.2 項と同一である。曲げ試験に用いた供試体は $10 \times 10 \times 40$ cm のはり供試体であり、所定の位置および厚さに所定の方法で S F R C を配置したものである。供試体はあらかじめ S F R C および鋼繊維無混入のコンクリート（基準コンクリート）を練り混ぜ、まず、供試体の下部に $1\text{ cm} \times 1$ 層、 $1\text{ cm} \times 2$ 層、 $2\text{ cm} \times 1$ 層、 $2\text{ cm} \times 2$ 層および $4\text{ cm} \times 1$ 層の鋼繊維コンクリートを成形し、次にこの上部に基準コンクリートを成形したものである。各層は振動機を用いて十分に締め固めるとともに S F R C の各層およびこれと基準コンクリートとが交り合わないように入念に成形した。比較のため、それぞれ S F R C および基準コンクリートのみの供試体も作成した。

供試体は成形の翌日脱型し、所定の試験材令まで 20°C の水中養生をした。








試験は材令 7 日および 28 日において、供試体を S F R C を成形した部分が下部に位置し、ここに曲げ引張応力が作用するように試験装置に据え、曲げ強度を測定するとともにスパン中央部の供試体下面におけるひずみとたわみを測定した。

(2) 試験結果および考察

S F R C の配向および配置を相違させた供試体の曲げ強度試験およびスパン中央部におけるたわみ、ひずみ測定の結果は表— 6.2 6、図— 6.3 7、図— 6.3 8 および図— 6.3 9 に示すとおりである。

図— 6.3 7 によればコンクリートの曲げ強度は S F R C の厚さおよび成形方法の相違によって著しく異なり、いずれの材令においても S F R C は曲げ引張応力が作用する部分に、うすく積層にして配置したものがコンクリートの曲げ強度増進に効果的であることが判明した。たとえば材令 28 日における曲げ強度について例を示せば、基準コンクリートの強度は 71.4 kg/cm^2 であるのに対し、供試体下部 1 cm 、 2 cm および 4 cm を S F R C で置きかえたものおよび S F R C のみの強度はそれぞれ 104.0 kg/cm^2 、 105.3 kg/cm^2 、 125.4 kg/cm^2 および 165.9 kg/cm^2 であって、S F R C の割合を増大するのに伴って曲げ強度は増大する。一方、強度が増進する割合は S F R C の置きかえ率の増大に伴って逆に減少することも示された。すなわち、基準コンクリートの強度に比し、下部 1 cm を S F R C で置きかえたものは 32.6 kg/cm^2 程度の強度増進を示すのに対し、 2 cm 、 4 cm および 10 cm の鋼繊維コンクリートを用いても強度増進はそれぞれ 33.9 kg/cm^2 、 54.0 kg/cm^2 および 94.5 kg/cm^2 であって 1.04 倍、1.66 倍および 2.90 倍にすぎない。したがって、S F R C を同量用いてこの性能を十分に発揮させるためには最も大きな曲げ強度引張応力の作用する部分に集中して配置すれば 10 分の 1 程度の S F R C であっても曲げ強度は基準コンクリートに比べ 4 割以上増進することが確かめられた。さらに、同じ位置に同量の S F R C を配置しても成形方法によって曲

表-6.26 SFRCの曲げ諸特性

成形方法	材令(日)	曲げ強度 (kg/cm ²)	スパン中央の※ 最大ひずみ ($\times 10^{-6}$)	スパン中央の※※ 最大たわみ ($\times 10^{-2}$ mm)
 (ブランク)	7	61.1 (100)※※※	464	10.5
	28	71.4 (100)	229	13.0
 1 cm \times 1	7	92.9 (152)	738	27.0
	28	104.0 (146)	1784	16.5
 1 cm \times 2	7	106.8 (175)	783	23.5
	28	127.1 (178)	2974	54.0
 2 cm \times 1	7	100.3 (164)	740	24.5
	28	105.3 (147)	1841	33.5
 2 cm \times 2	7	121.8 (199)	960	30.0
	28	138.6 (194)	1398	26.0
 4 cm \times 1	7	100.1 (164)	1265	26.5
	28	125.4 (176)	994	26.5
 10 cm \times 1	7	121.1 (198)	1994	21.5
	28	165.9 (232)	1806	42.0

供試体：10×10×40 cm、スパン：30 cm、繊維混入率：2%

※ 最大荷重時に60 mmのひずみゲージで測定

※※ 最大荷重時に1/100 mmのダイヤルゲージで測定

※※※ かつこ内の数値は繊維無混入のブランクに対するSFRCの値

図-6.37 SFRCの曲げ強度

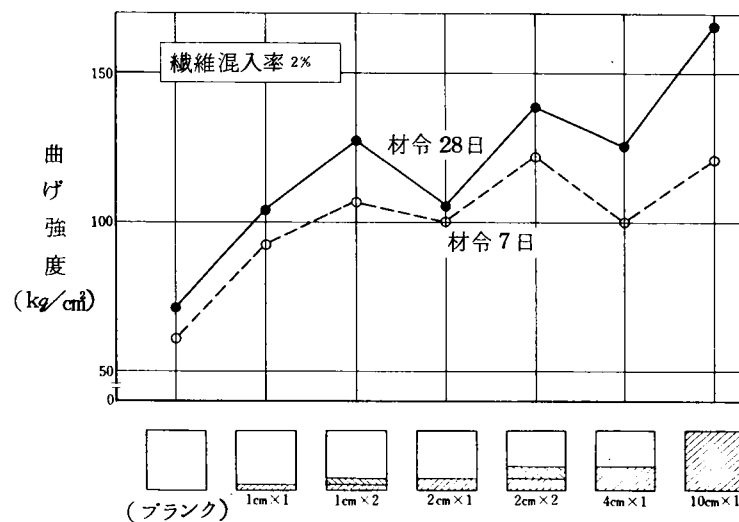


図-6.38 SFRCの曲げ応力ひずみ曲線

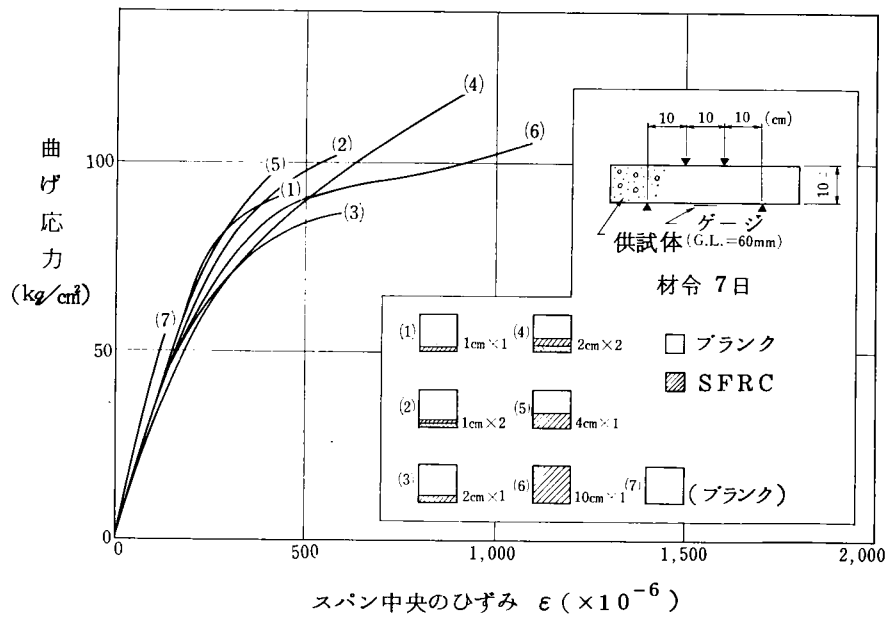
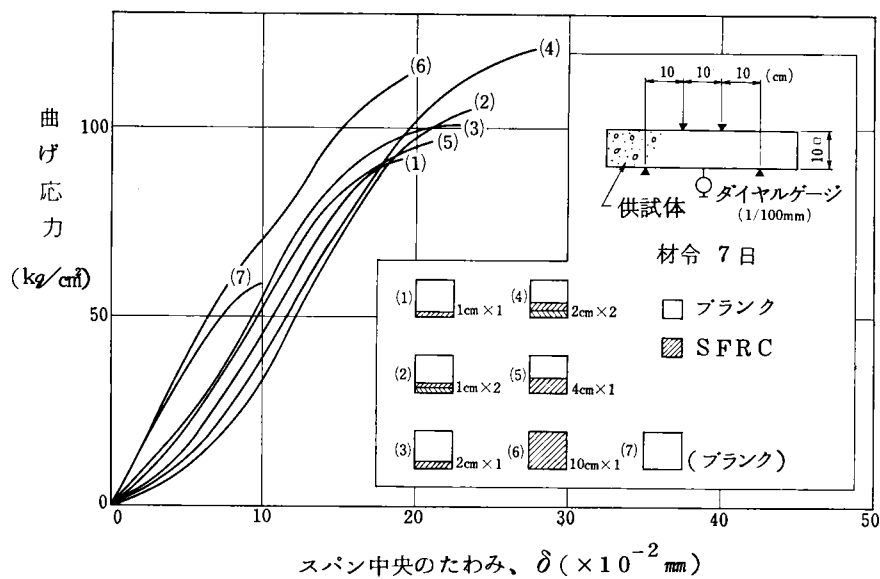


図-6.39 SFRCの曲げ応力、たわみ曲線



げ強度は著しく異なることが示された。すなわち、材令 28 日の結果について例を示せば鋼繊維コンクリートを供試体下部 2 cm および 4 cm の厚さに成形したものの曲げ強度はそれぞれ 105.3 kg/cm^2 および 125.4 kg/cm^2 であるのに対し、これを 2 層、すなわち 2 cm を 1 cm ずつ 2 回および 4 cm を 2 cm ずつ 2 回に分けて成形したものではそれぞれ 127.1 kg/cm^2 および 138.6 kg/cm^2 であって、それぞれ 20.7 % および 10.5 % 程度増大することが認められ、同量の SFRC を用いる場合にはうすく横層状に配置したものが効果的であることが示された。これは一回の成形厚さをうすくしたため SFRC 中の鋼繊維の応力方向に関する配向係数が増し、引張応力に対して鋼繊維の補強作用が効果的に発揮されたものと推察される。

図-6.38 および図-6.39 は成形方法を種々相違させた SFRC の材令 7 日における曲げ応力とスパン中央部の下面におけるひずみおよびたわみとの関係を示したものである。これらによれば、鋼繊維の混入によってコンクリートの

曲げ耐力および曲げ応力に対するひずみおよびたわみ性状は鋼繊維混入の有無および S F R C の配向、配置のいかんにかかわらずおおむね同程度であり、大差ないことが示された。

6.1 0.3 小型供試体 ($4 \times 4 \times 16 \text{ cm}$) を用いた鋼繊維補強モルタルの曲げ特性

S F R C を効果的に用いるためには引張応力の最も大きい縁端に層状に配置することが肝要であることが 6.1 0.2 項において判明した。しかし、鋼繊維の配向性の観点からコンクリートを積層状に成形する場合、鋼繊維の配向性は鋼繊維長、S F R C の層厚および粗骨材の最大寸法等に著しい影響を受けることは言うまでもない。たとえば、前項 6.1 0.2 で行った実験のように長さ 30 mm の鋼繊維を粗骨材の最大寸法 10 mm のコンクリートに混入した S F R C を 10 mm の層厚で配置した場合、コンクリート中の粗骨材が鋼繊維の自由な配向性を阻害し、鋼繊維の理想的な配向が得られないことも懸念される。

すなわち、鋼繊維を理想的な二次元配向に近ずけるためには十分な施工が可能な範囲においてできるだけ鋼繊維を長く、層厚をうすく、粗骨材の最大寸法を小さくする必要がある。

本実験においては粗骨材の最大寸法を 5 mm としたコンクリート、すなわち、モルタルに鋼繊維を混入した鋼繊維補強モルタルを曲げ引張応力が作用する縁端に、層状に配置した供試体の曲げ強度試験を行い、これらがモルタルの強度特性に及ぼす影響について検討した。

(1) 試験方法

i) 使用材料

実験に用いたセメントは小野田社製早強ポルトランドセメント (比重 3.12) であり、細骨材および鋼繊維は前項 6.1 0.2 の実験に使用したものと同一である。混和剤にはリグニン系 (N 社製、P) の減水剤をセメント重量に対して 0.25% 用いた。

ii) モルタルの配合

実験に用いた鋼繊維補強モルタルの配合は鋼繊維混入率を 1.0% 、 2.0% 、 3.0% および 4.0% であって、前項 6.10.2 に用いた配合 (表 - 6.1 4. b)) と同様である。

iii) 供試体の作成および試験項目

鋼繊維補強モルタルおよび基準モルタルの練り混ぜにはホバートミキサ (容量 2 l) を用い、あらかじめモルタルを練り混ぜ、これに鋼繊維を分散させて鋼繊維補強モルタルを製造した。

曲げ強度試験に用いた供試体は J I S セメント強さ試験に用いる $4 \times 4 \times 16 \text{ cm}$ の小型はり供試体であり、所定の位置、厚さに所定の方法で鋼繊維補強モルタルを配置したものである。供試体の成形はあらかじめ鋼繊維補強モルタルおよび基準モルタルを練り混ぜ、まず供試体下部に $1 \text{ cm} \cdot 1$ 層、 $1 \text{ cm} \cdot 2$ 層および 2 cm で 1 層の鋼繊維補強モルタルを成形し、次にこの上部に基準モルタルを成形した。各層は十分締め固めるとともに鋼繊維補強モルタルの各層およびこれと基準モルタルとが交り合わないよう、また、加圧面となる打込面ができるだけ平滑となるように入念に成形した。比較のため、鋼繊維補強モルタル ($4 \text{ cm} \cdot 1$ 層) および基準モルタルの供試体も作成した。

供試体は翌日脱型し、所定の材令まで 20°C 水中養生を行った。

曲げ強度試験は材令 7 日において、供試体を鋼繊維補強モルタルを成形した部分が下部に位置し、ここに曲げ引張応力が作用するように試験装置に据えて行った。また、曲げ強度試験が終了した鋼繊維補強モルタルおよび基準モルタル供試体の切片について圧縮強度試験を行った。

(2) 試験結果および考察

鋼繊維補強モルタルの配向および配置を相違させた供試体の曲げ強度試験の結果は表 - 6.2 7、図 - 6.4 0、図 - 6.4 1 に示すとおりである。

図 - 6.4 0 は各種の成形方法が供試体の強度発現性状に及ぼす影響について示したものである。これによればコンク

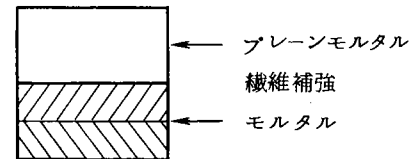
表－6.27 鋼繊維補強モルタルの物理的諸性質

繊維混入率 V_f (%)	水セメント比 W/C (%)	砂－セメント比 S/C	SFRC のフロー	SFRCの成形方法 層の厚さ×層の数	曲げ強度 ※ (kg/cm ²)	圧縮強度 ※※ (kg/cm ²)	SFRC の容重 (kg/m ³)
0	35.0	2	161	(ブランク)	104.7 (100)***	612	2325
1	37.5	2	164	4 cm × 1	108.9(104)	532	2325
				2 × 1	110.3(105)		2330
				1 × 2	113.6(109)		2333
				1 × 1	115.2(110)		2300
2	40.0	2	171	4 × 1	144.2(138)	656	2397
				2 × 1	135.2(129)		2348
				1 × 2	152.3(145)		2388
				1 × 1	128.1(122)		2317
3	36.0	1	171	4 × 1	197.3(188)	823	2336
				2 × 1	164.9(157)		2315
				1 × 2	178.9(171)		2342
				1 × 1	164.1(157)		2330
4	38.0	1	165	4 × 1	346.4(331)	908	2440
				2 × 1	202.6(194)		2417
				1 × 2	228.7(218)		2393
				1 × 1	182.9(175)		2389

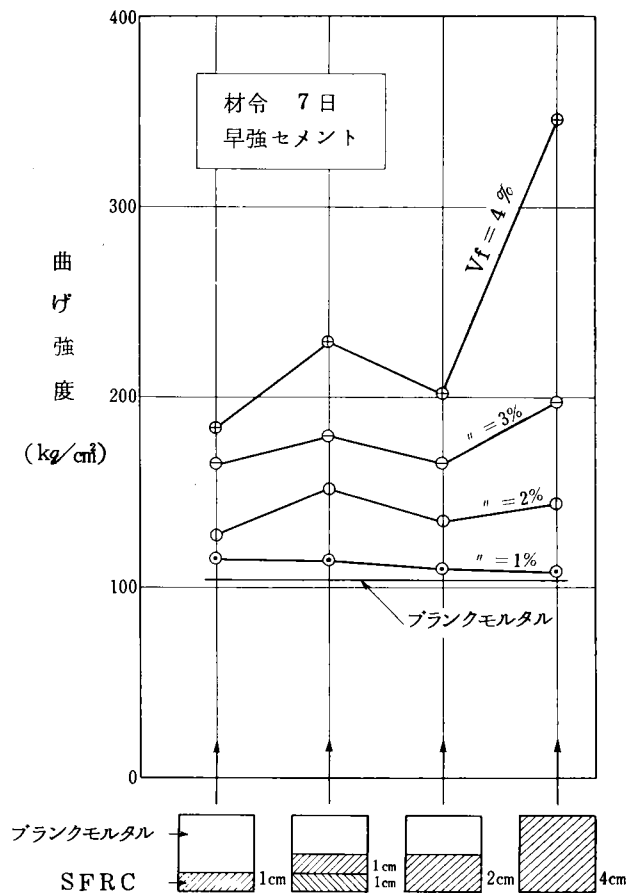
※ 供試体 4 × 4 × 16 cm

※※ 曲げ切片

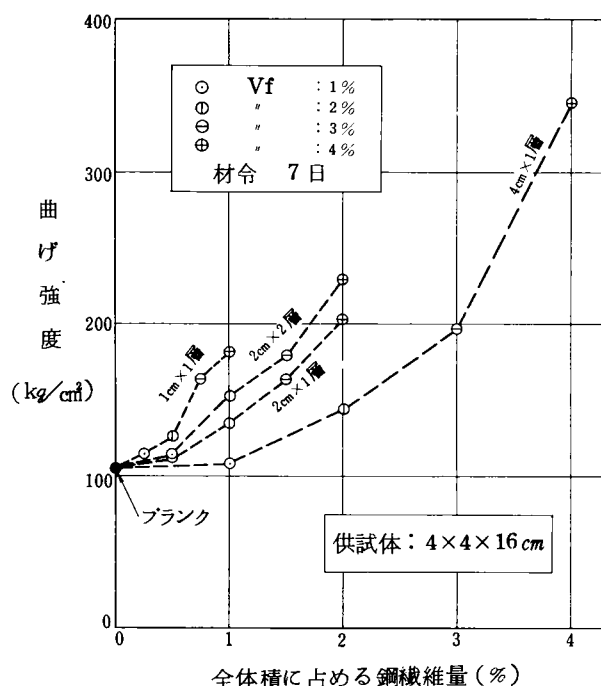
※※※ カッコ内の数値はブランク（繊維無混入）に対するSFRCの値



図－6.40 鋼繊維補強モルタルの曲げ強度



図－6.4 1 鋼繊維補強モルタルの曲げ強度に及ぼす積層方法の効果



リートの曲げ強度は鋼繊維補強モルタルの配置によって著しく相違することが示された。たとえば、鋼繊維混入率を3%としたものについて例を示せば、基準モルタルの曲げ強度は 104.7 kg/cm^2 であるのに対し、供試体の下部1cmおよび2cmを鋼繊維補強モルタルでおきかえたものおよび鋼繊維補強モルタル自体の曲げ強度はそれぞれ 164.1 kg/cm^2 、 164.9 kg/cm^2 および 197.3 kg/cm^2 であって、鋼繊維補強モルタルのおきかえを増すにしたがって曲げ強度は増大することが示された。しかし、強度増進の割合は鋼繊維補強モルタルをおきかえる割合ほどには増大しないことも示された。

すなわち、基準モルタルにくらべ鋼繊維補強モルタルを1cmおきかえたものは 59.4 kg/cm^2 の強度増加を示すのに対し、2cmおよび4cmおきかえて鋼繊維補強モルタルを2倍および4倍としてもそれぞれ 60.2 kg/cm^2 、および 92.6 kg/cm^2 であって、1.01倍および1.57倍にすぎない。さらに、同位置に同量の鋼繊維補強モルタルを配置しても成形方法によって曲げ強度は異なることも示された。たとえば2cmを1回で成形したものの強度は 164.9 kg/cm^2 であるがこれを1cmずつ2回に分けて成形した場合には 178.9 kg/cm^2 であって、後者の方が 14 kg/cm^2 程度強度増加することが示された。したがって、鋼繊維補強モルタルは少量であっても作用する引張応力の最も大きい部分に層状に配置したものが効果的であることが確かめられ、このことは6.10.2項の試験結果とも符合するところである。

さらに、これらの補強効果は鋼繊維混入率と密接な関係にあり、鋼繊維混入率の増加にともなって著しく増大することも確かめられた。

図－6.4 1は鋼繊維の混入率と鋼繊維の配置が供試体の曲げ強度に及ぼす影響について詳細に検討するため、供試体全体に対する鋼繊維混入率と曲げ強度との関係を示したものである。これによれば供試体下部に積層状に配置したものが最も効果的であることが明瞭に示されている。たとえば、供試体全体に対する鋼繊維混入率が1%のものについて比較すれば鋼繊維を供試体全体に均一分散させたものの強度は 108.9 kg/cm^2 であるのに対し、下部2cmに集中した場合、および2cmを2層に成形した場合にはそれぞれ 135.2 kg/cm^2 および 152.3 kg/cm^2 に増大し、さらに下部1cmに集中させた場合には 182.9 kg/cm^2 に達することが確かめられた。

6.1 0.4 大型供試体 (10×10×40 cm) を用いた鋼繊維補強モルタルの曲げ特性

6.1 0.3 項においては 4×4×16 cm 程度の小型供試体に鋼繊維補強モルタルを成形し、これらの供試体の強度特性について検討した。しかし、供試体の寸法に比し、鋼繊維長が長い型枠の影響により鋼繊維の均一な分散・配向がいくぶん損なわれ、また、破壊の形式が曲げ応力だけによるものでないことも懸念される。そこで本実験ではこれらの悪影響をできるだけ取りのぞくため 10×10×40 cm の型枠に鋼繊維補強モルタルを種々の形式に配置した供試体の曲げ強度試験を行い、これがモルタルの強度特性に及ぼす影響について検討した。

(1) 試験方法

i) 使用材料

実験に用いた材料はすべて 6.5.2 項に述べたものと同一である。

ii) モルタルの配合

実験に用いた鋼繊維補強モルタルの配合は鋼繊維混入率を 1.0 %、2.0 % および 4.0 % であって表-6.1 4 b) の配合とおおむね同様であるが本実験に用いたものは表-6.2 8 に示すとおり、モルタルの水セメント比を 35 % と一定にしたものである。

iii) 供試体の作成および試験項目

鋼繊維補強モルタルおよび基準モルタルの練り混ぜに用いた機器および練り混ぜ方法は前項 6.5.2 と同様である。

曲げ強度試験に用いた供試体は 10×10×40 cm のはり供試体であり、所定の位置および厚さに所定の方法で鋼繊維補強モルタルを配置したものである。供試体の成形および養生方法は 6.1 0.2 項に示した方法と同様である。

表-6.2 8 鋼繊維補強モルタルの配合

繊維混入率 Vf (%)	砂・セメント 比 s/c	水・セメント 比 W/C (%)	単 位 重 量 (kg/m³)				
			セメント C	水 W	砂 S	減水剤 WRA	鋼繊維 F
0	2.0	35.0	645	226	1290	1.613	—
1	2.0	35.0	640	224	1280	1.600	78.5
2	2.0	35.0	632	221	1264	1.580	157.0
3	1.0	35.0	850	297	850	2.125	235.5
4	1.0	35.0	840	294	840	2.100	314.0

* WRA: C×0.25%

試験は材令 7 日および 28 日において供試体を、S F R C を成形した部分が下部に位置し、ここに曲げ引張応力が作用するように試験装置に据えて曲げ強度を測定した。また、同時にスパン中央部分におけるたわみおよびスパン中央供試体下面におけるひずみもあわせて測定した。

(2) 試験結果および考察

実験に用いた鋼繊維補強モルタルのまだ固まらない、および硬化したモルタルの諸性質は表-6.2 9 に、曲げ強度の試験結果を表-6.3 0 に示す。

図-6.4 2 は各種の成形方法が供試体の強度発現に及ぼす影響について鋼繊維混入率 2 % および 4 % の材令 28 日の例を図示したものである。これによれば曲げ強度は鋼繊維補強モルタルの配置によって著しく相違すること、さらに鋼繊維モルタルの配置が曲げ強度に及ぼす影響は鋼繊維混入率の大きいほど顕著であることも確かめられた。このような傾向は 6.1 0.2 項および 6.1 0.3 項において示した高強度 S F R C を用いた場合および小型供試体を用いた場合の試験結果とも一致する。

繊維が任意の方向に傾いて分散している場合、ある一定方向にすべて繊維を投影したときの投影長さの総和と全繊維の

表一 6.2 9 鋼繊維補強モルタルの諸性質

繊維混入率 Vf (%)	スラン プ (cm)	フロー ※ (cm)	空気量 (%)	単位容 積重量 (kg/m³)	材令 (日)	強 度 (kg/cm²)		弾 性 係 数 (10⁴kg/cm²)		ポアソ ン 比
						圧 縮	引 張	圧 縮	引 張	
0	4.5	20.0	7.8	2191	7	465 (100)**	28.0 (100)	25.8	17.2	—
					28	579 (100)	38.2 (100)	26.8	15.3	0.188
1	4.0	20.0	7.6	2274	7	539 (116)	39.4 (141)	25.9	30.5	—
					28	621 (107)	48.5 (127)	27.6	17.8	0.200
2	0.5	20.0	6.9	2315	7	556 (120)	55.1 (197)	26.8	31.2	—
					28	668 (115)	73.9 (193)	31.1	21.0	0.204
3	12.0	24.5	7.4	2320	7	513 (110)	65.7 (235)	25.1	26.7	—
					28	636 (110)	77.9 (204)	25.9	14.8	0.194
4	10.0	23.0	7.8	2346	7	423 (91)	65.2 (233)	22.2	22.3	—
					28	545 (94)	78.2 (205)	24.5	13.2	0.226

※ スランブ試験の抔り

※※ かつこ内の数値はプレーンモルタルに対する S F R C の比

図一 6.4 2 鋼繊維補強モルタルの曲げ強度

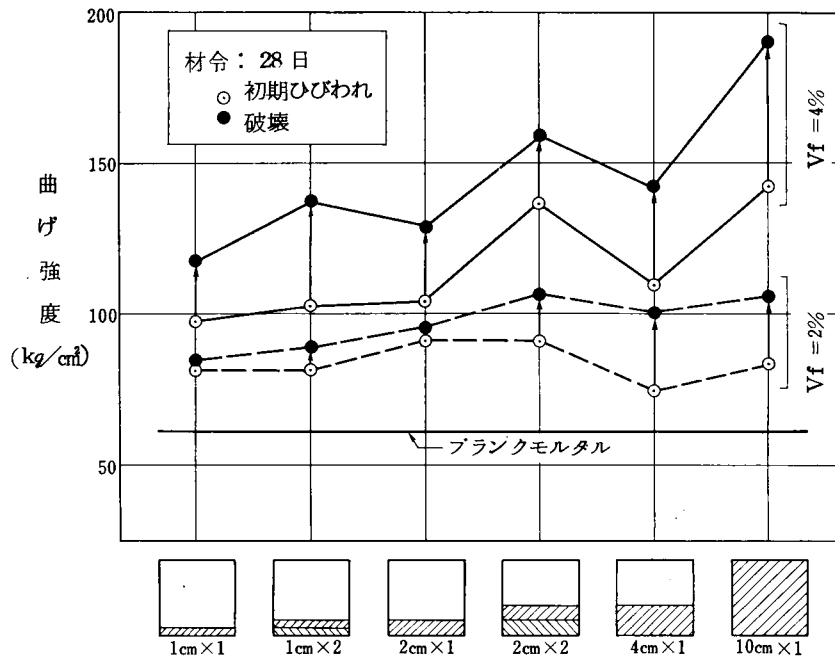
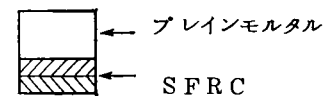


表-6.30 鋼繊維補強モルタルの曲げ特性

繊維混入率 Vf (%)	SFRCの成形方法 層の厚さ×層の数 (cm)	材令 (日)	曲げ強度 (kg/cm ²)		曲げ弾性 係数 (×10 ⁴ kg/cm ²)	スパン中央 の最大 ひずみ (×10 ⁻⁵)	スパン中央 の最大 たわみ (×10 ⁻² mm)
			初期 ひびわれ	破壊			
0	(Blank)	7	44.4(100)**	44.4(100)	29.6	219	12
		28	60.9(100)	60.9(100)	32.7	265	16
1	1×1	7	55.2(124)	55.2(124)	30.7	375	18
		28	74.1(122)	75.0(123)	34.7	298	15
	10×1	7	72.0(162)	80.9(182)	29.9	965	895
		28	72.0(118)	79.1(130)	33.0	280	600
2	1×1	7	73.7(166)	73.7(166)	30.8	300	17
		28	83.1(136)	84.2(138)	30.5	560	19
	1×2	7	79.2(178)	79.2(178)	31.2	310	233
		28	81.2(133)	89.2(146)	35.0	420	238
	2×1	7	68.4(154)	70.8(159)	31.5	535	216
		28	91.2(150)	94.2(155)	33.1	315	370
	2×2	7	96.0(216)	102.9(232)	28.6	758	300
		28	89.4(147)	100.5(165)	32.5	470	463
	4×1	7	69.0(155)	83.1(187)	30.8	1165	369
		28	77.8(120)	99.0(163)	33.0	420	240
	10×1	7	93.9(211)	100.2(226)	28.4	1400	850
		28	82.0(135)	104.7(172)	29.6	1040	950
3	1×1	7	83.1(187)	86.1(194)	31.5	330	303
		28	96.9(159)	96.9(159)	31.4	330	250
	10×1	7	86.8(195)	150.0(338)	26.7	1845	880
		28	92.1(151)	180.6(297)	28.4	1990	805
4	1×1	7	85.5(193)	94.5(213)	28.7	360	47
		28	94.2(155)	117.6(193)	29.5	365	155
	1×2	7	93.0(209)	101.1(228)	28.7	555	582
		28	101.5(167)	137.5(226)	30.5	630	492
	2×1	7	93.9(211)	103.8(234)	27.7	595	360
		28	102.8(169)	128.7(211)	29.6	525	245
	2×2	7	78.8(177)	128.0(288)	24.3	1605	560
		28	136.4(224)	157.8(259)	28.3	1415	401
	4×1	7	80.7(182)	99.0(223)	24.4	1745	490
		28	108.2(179)	140.6(231)	27.6	1000	345
	10×1	7	85.7(193)	156.0(351)	22.8	1520	1130
		28	141.7(233)	189.3(311)	23.4	2125	1112

※ 供試体 10×10×40cm

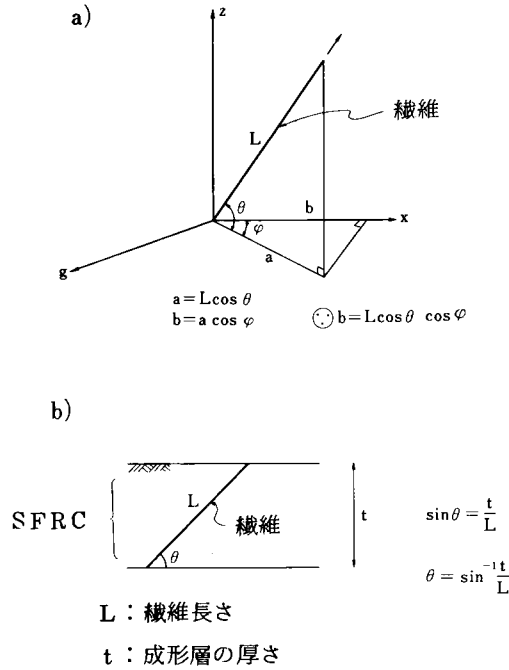
※※ かつて内の数値はブレインモルタルに対する
SFRCの比



長さの総和の比を繊維配向係数 α とする。¹³⁾

いま、繊維が三次元ランダム配向している場合の配向について検討する。図-6.43a)に示すように長さLの繊維の水平および鉛直両方向の角度(θ 、 φ)に関して等しい確率で分布していると仮定すればx軸方向への成分bは式(2)で示される。

図－6.4 3 繊維のランダム配向モデル



$$b = L \cos \theta \cdot \cos \varphi \quad (2)$$

x 、 y 、 z が正の領域のみについて検討すれば配向係数 α は式(3)で求められる。

$$\alpha = \frac{\int_0^\varphi \int_0^\theta b \cdot d\theta \cdot d\varphi}{\int_0^\varphi \int_0^\theta L d\theta \cdot d\varphi} = \frac{\int_0^\varphi \int_0^\theta \cos \theta \cos \varphi d\theta d\varphi}{\theta \cdot \varphi} \quad (3)$$

ここで $\theta = \varphi = \frac{\pi}{2}$ の場合が三次元ランダム配向で $\alpha_3 = 0.405$ （三次元）であり、 $\theta = 0$ 、 $\varphi = \frac{\pi}{2}$ の場合が二次元ランダム配向で $\alpha_2 = 0.637$ （二次元）となり、それぞれ40.5%および63.7%の配向係数をもつ。

ここで、図6.4 3 b)に示すように鋼繊維補強コンクリートを t の厚さで成形した場合、繊維が d の厚さの範囲において統計的にランダムに配向すれば配向係数、 α は $\varphi = \frac{\pi}{2}$ 、 $\theta = \sin^{-1} \frac{t}{L}$ であって式(3)より式(4)のごとく示される。

$$\alpha = \frac{\int_0^{\frac{\pi}{2}} \int_0^{\sin^{-1} \frac{t}{L}} \cos \theta \cdot \cos \varphi d\theta \cdot d\varphi}{\frac{\pi}{2} \cdot \sin^{-1} \frac{t}{L}} \quad (4)$$

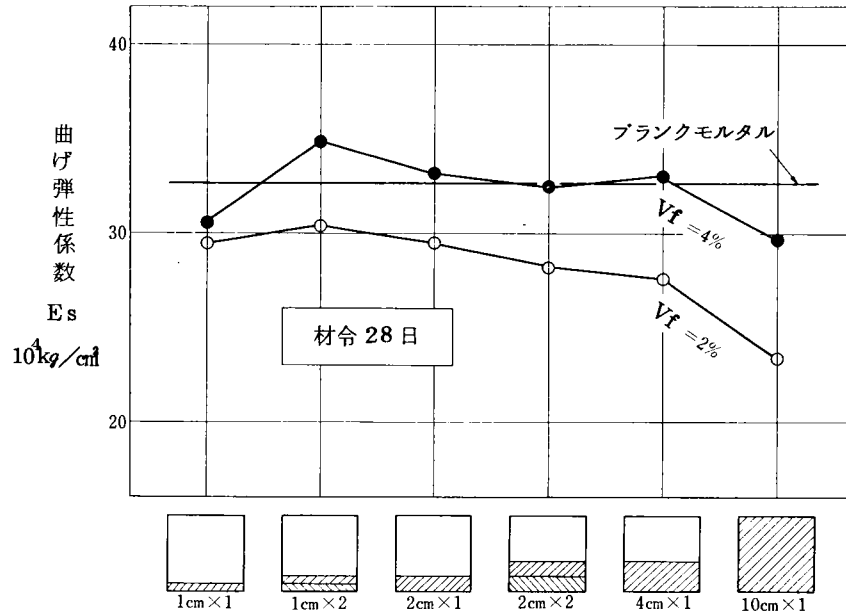
鋼繊維の長さを、30mm、SFRCの成形厚さを1cmおよび2cmとすれば $\sin^{-1} \frac{1}{3} = 0.3398$ (rad)および $\sin^{-1} \frac{2}{3} = 0.729$ (rad)であって式(4)より $\alpha_{1cm} = 0.625$ 、 $\alpha_{2cm} = 0.582$ と算定され三次元ランダム配向の1.54倍となる。

図－6.4 4および図－6.4 5は種々の成形方法を行った供試体の材令28日における曲げ弾性係数および曲げ応力とスパン中央下面のひずみとの関係を示したものである。これによれば弾性係数の大きい鋼繊維をコンクリート中に混入した場合には複合則によりSFRCの弾性係数は増大するはずであるが、鋼繊維を2%程度混入した場合には若干低下する傾向にあることが示された。

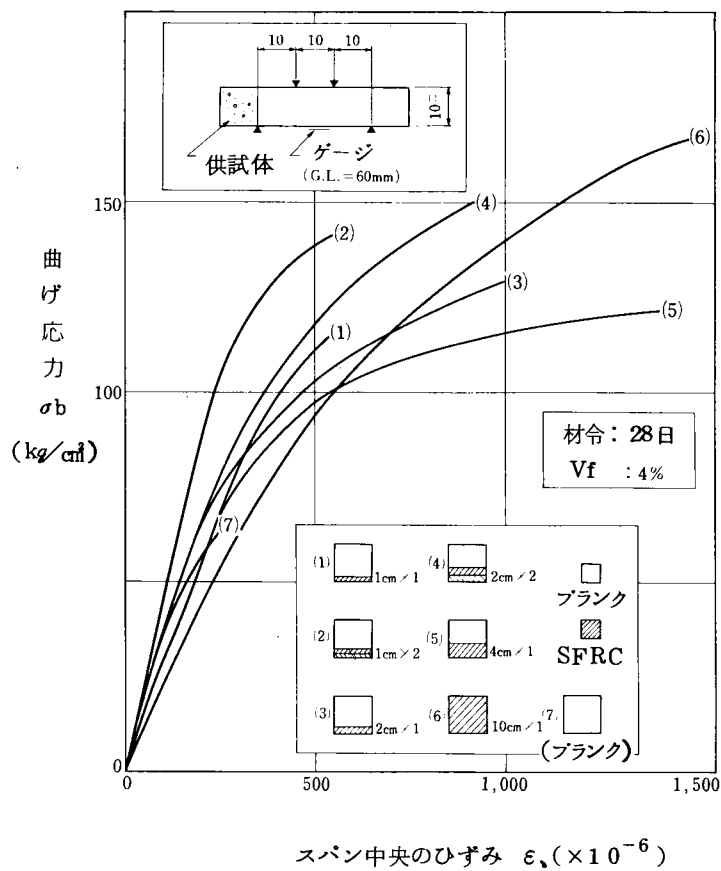
また、図－6.4 6は材令28日、鋼繊維混入率4%の場合について曲げ応力とスパン中央部分のたわみとの関係を示したものである。これによれば靱性は鋼繊維補強モルタル層の厚さを増すほど、また同じ層の厚さであれば積層状にしたものほど増大することが示された。

図－6.4 7は図－6.4 1と同様に供試体全体に対する鋼繊維混入率と曲げ強度との関係を鋼繊維モルタルの配置につ

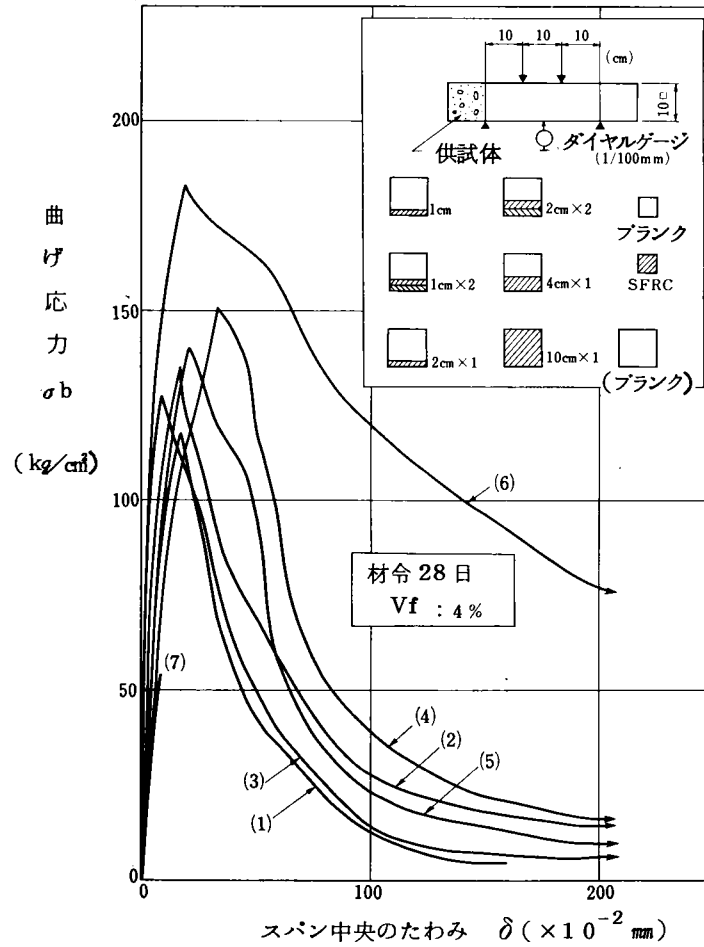
図一 6.4 4 鋼繊維補強モルタルの曲げ弾性係数



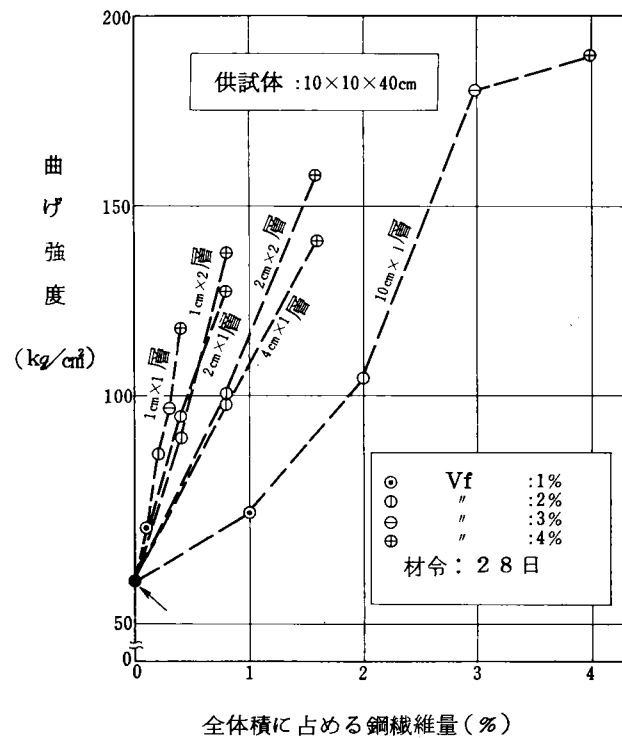
図一 6.4 5 鋼繊維補強モルタルの応力・ひずみ曲線



図－6.4 6 鋼繊維補強モルタルの曲げ応力とたわみの関係



図－6.4 7 鋼繊維補強モルタルの曲げ強度に及ぼす積層方法の効果



いて整理したものである。これによれば、小型供試体を用いた場合と同様、供試体全体に対する鋼繊維混入率が同じであれば引張応力の作用する供試体下縁に横層状に配置した場合に最も効果的であることが示され、このような横層効果は既往の報告^{62~67)}とも一致するところである。

以上のように、繊維補強の効果を理論的に解明するためにはコンクリート中の鋼繊維が均一に分散していることが必要であり、たとえば、長さ30 mm程度の鋼繊維をコンクリートに混入したSFRCの補強効果について検討するためには粗骨材の最大寸法を5 mm、すなわちモルタルとすること、試験に用いた供試体の寸法も鋼繊維長を勘案して最小辺長を10 cm以上とすることが望ましく、このようなSFRCを上述の型枠に入念に成形した供試体について行った試験結果についてはある程度の理論的解明が可能であると考えられる。

6.1.1 超速硬セメントを用いた SFRC の諸性状

6.1.1.1 はじめに

超速硬セメント⁶⁹⁾はアメリカ PCA の研究所で開発したレギュレーテッドセメントの基本製造技術を導入し、これに改良を加えほぼ全く我国独自のタイプに開発したものである。1971 年以降小野田社と住友社からジェットセメントの商品名で市販されている。

ジェットセメントは従来のポルトランドセメントやアルミナセメント中に存在するものとは全く異なった、凝結調節可能な形のアルミン酸カルシウム ($11\text{CaO} \cdot 7\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{CaF}_2$) が存在するため、材令 2～3 時間で $200\text{Kg}/\text{cm}^2$ という早期強度が安定して得られる One-Hour Cement である。

長期材令においては、従来のポルトランドセメント中に存在する組成鉱物と同じエーライト ($3\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$ 固体) の水和により、トベルモライト ($\text{Ca}_2\text{SiO}_7 \cdot 3\text{H}_2\text{O}$) 系水和物が生成するので、安定した強度の増進が得られるとともに、最終強度も各種ポルトランドセメント中で最高の値を示すセメントである。アルミナセメントに見られる転化 (Conversion) に伴う長期強度の低下、ある種の急硬セメントに見られる長期強度の伸び悩みなどの心配は全くない。

さらに低温度での強度の発現が優れており乾燥収縮が小さい。

以上のようにジェットセメントは優れた性質を有しているので、道路、滑走路などの時間的に制約される場所での緊急工事や寒中工事のコンクリート、また吹付やグラウト用に使われている。

レギュレーテッドセメントコンクリートに鋼繊維を補強したものとして有名な研究としてはイリノイ大学の H.W. Parker⁷⁰⁾ らのトンネルライニングサポートシステムがある。ライニングはスリップホームで施工されるが、この場合の配合ならびにポンプ注入実験を実施し、SFRC の諸性状を把握した。

国内においては、中原⁷¹⁾ならびに福井⁷²⁾らがジェットセメントコンクリートをトンネルライニングの吹付け用に研究し、はね返り率の減少、施工時間の短縮等が認められ、材料費が多少割高となっても総合的に経済効果があるとしている。

ジェットセメント SFRC は道路のオーバーレイに用いられるが今井⁷³⁾らは凍結融解、摩耗等の耐久性の立場から実験を行ない、凍結融解に対して SFRC は耐久的であるが、すりへり量に対しては効果がないとしている。

また、内川⁷⁴⁾らは橋梁床版ジョイント部の補修工事へのジェットセメント SFRC の適用について検討している。峰松⁷⁵⁾らはこれらコンクリートの配合設計方法を多くの実験データに基づき提示している。

筆者はジェットセメントコンクリートあるいはジェットセメントモルタルに鋼繊維を補強した場合の強度あるいは変形特性について若干の実験を実施した。

6.1.1.2 超速硬セメントを用いた SFRC の力学的性質

(1) 試験方法

i) 使用材料とコンクリートの配合

実験に用いた細骨材、粗骨材および鋼繊維は 6.5.2 項において使用したものと同一である。超速硬セメントには小野田社製ジェットセメントを、混和剤にはナフタリンスルホン酸系 (K 社製、M) をセメント重量に対して 1.5% 用いたほか遅延剤 (ジェットセッター) をセメント重量の 0.2% あるいは 0.3% 使用した。

SFRC の配合は表-6.3.1 に示すとおりである。配合は粗骨材の最大寸法 10 mm、鋼繊維混入率を 1% および 2% とし、単位セメント量および細骨材率をそれぞれ 550 Kg および 50% と一定にした。単位水量は基準コンクリートと同程度のワーカビリティが得られるように試行によって定めた。また、配合 I は比較のためジェットセッターの添加量を 0.2% としたものである。

表-6.31 ジェットセメント SFRC の配合

配合 No	骨材 最大 寸法 (mm)	繊維 混入率 Vf (%)	砂率 s/a (%)	水セメン ト比 W/C (%)	単 位 量 (Kg/m³)						
					セメント C*	水 W	細骨材 S	粗骨材 G	混和剤 ** WRA	ジェット セッター JS	鋼繊維 F
I	10	0	50	31.5	173	550	820	833	8.25	1.10 (C×0.2%)	—
II	10	0	50	31.5	173	550	820	833	8.25	1.65 (C×0.3%)	—
III	10	1.0	50	33.6	185	550	804	817	8.25	1.65 (C×0.3%)	78.5
IV	10	2.0	50	34.5	190	550	798	815	8.25	1.65 (C×0.3%)	157.0

* C : ジェットセメント

** WRA : C × 1.5 %

ii) コンクリートの練り混ぜおよび供試体の作成、養生

基準コンクリートの練り混ぜは、粗・細骨材を投入し、15秒間空練りし、混和剤を加えた練り混ぜ水を注入し、さらに15秒間練り混ぜ、ミキサを停止して、これにセメントを投入し、ただちに90秒間練り混ぜた。すなわち、総計2分間で練り混ぜを完了した。一方、SFRCにおいては基準コンクリートと同様の手順でセメントを投入し、60秒間経過したらミキサを回転したままこれに鋼繊維を手でほぐしながら分散させ、30秒間で投入し、鋼繊維投入開始から60秒間練り混ぜた。すなわち、2分30秒間で練り混ぜを完了した。

供試体の作成および養生方法は6.5.2項と同様である。

iii) 試験項目

硬化したコンクリートについては曲げ強度および圧縮強度試験を行なった。曲げ強度試験に用いた供試体は10×10×40cmのはり供試体であり、試験はスパン30cmの三等分点載荷で行い、初期ひびわれ強度および破壊強度を測定した。圧縮強度試験に用いた供試体はφ10×20cmの円柱体である。

試験は材令4時間、6時間、1日、1週および4週で行い、材令1日については圧縮応力とひずみおよび曲げ応力と供試体下面のひずみを測定した。

(2) 試験結果および考察

ジェットセメントを用いた、まだ固まらないおよび硬化したSFRCの性質は表-6.32、図-6.48、図-6.49、図-6.50 および図-6.51 に示すとおりである。

図-6.48によれば当然のことではあるが基準コンクリートの材令経過に伴う圧縮強度発現はジェットセッターの添加量によって著しく異なることが示された。また、配合Ⅱに鋼繊維を混入した場合には強度は若干低下することも示された。このように鋼繊維の混入によってコンクリートの圧縮強度が低下する性状はすでに述べたごとく、普通セメントを用いたコンクリートにおいても同様に認められたのであって、これはコンクリート中に分散した鋼繊維が圧縮応力の不均質な伝達を生じたこと、同程度のワーカビリティを得るためにコンクリートの単位水量が増し、水セメント比が大きくなったことなどに由来するのかもしれない。

一方、図-6.49に示すごとくジェットセメントを用いたコンクリートに鋼繊維を混入した場合にはコンクリートの曲げ強度性状は基準コンクリートに比し、著しく異なることが認められた。たとえば、基準コンクリート(配合Ⅱ)の曲げ強度は材令4時間、6時間、1日、7日および28日ではそれぞれ42.3Kg/cm²、46.7Kg/cm²、64.1Kg/cm²、112.5Kg/cm²および118.6Kg/cm²であるのに対し、このコンクリートに鋼繊維を2%混入した場合の曲げ強

表-6.3 2 ジェットセメント SFRC の物理的諸性質

配 合	I		II		III			IV		
繊維混入率(%)	0		0		1.0			2.0		
スランブ(cm)	4.3 $\xrightarrow{10分}$ 2.2		12.0		14.5 $\xrightarrow{10分}$ 12.0			8.5		
材 令 強度 (Kg/cm ²)	圧縮		曲 げ		圧縮		曲 げ	圧縮		曲 げ
							初期ひびわれ 破壊			初期ひびわれ 破壊
4 時 間	453	57.8	322 (100)	42.3 (100)	288 (89)	44.7 (106)	61.0 (144)	279 (86)	68.7 (162)	75.6 (179)
6 時 間	494	63.2	397 (100)	46.7 (100)	346 (87)	53.7 (135)	56.4 (142)	366 (92)	70.5 (178)	81.6 (206)
1 日	731	78.0	650 (100)	64.1 (100)	584 (90)	63.2 (99)	66.4 (104)	613 (94)	72.3 (113)	80.8 (126)
1 週	—	—	798 (100)	112.5 (100)	—	—	—	706 (88)	109.4 (97)	141.6 (126)
4 週	—	—	999 (100)	118.6 (100)	—	—	—	952 (95)	140.6 (119)	180.4 (152)

セメント : ジェットセメント

供 試 体 : 圧縮強度=φ10×20cm、曲げ強度=10×10×40cm(スパン30cm) かつこ内の数値はブレンモルタルに対する SFRC の比

図-6.4 8 ジェットセメント SFRC の圧縮強度

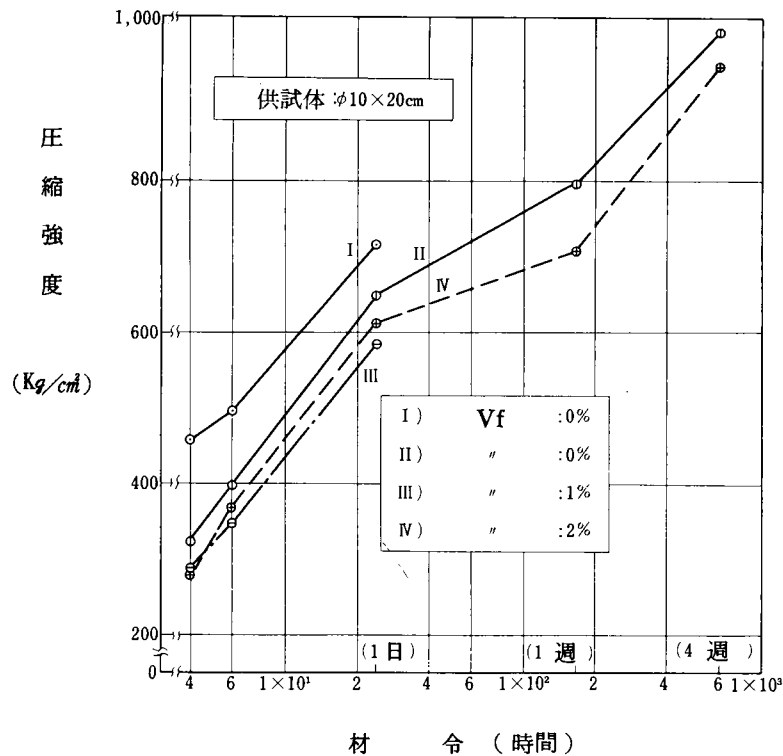


図-6.4 9 ジェットセメント SFRC の曲げ強度

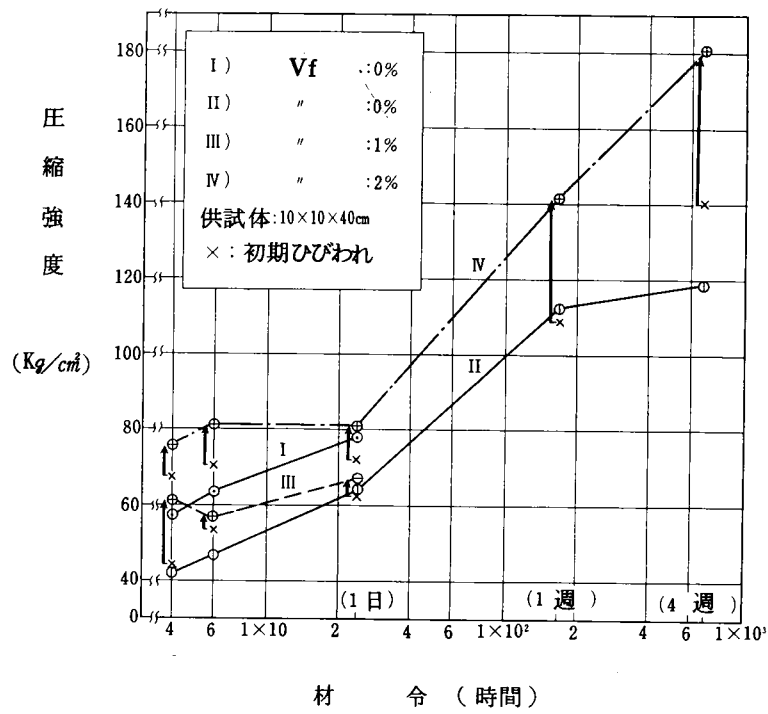


図-6.5 0 ジェットセメント SFRC の圧縮応力とひずみ曲線

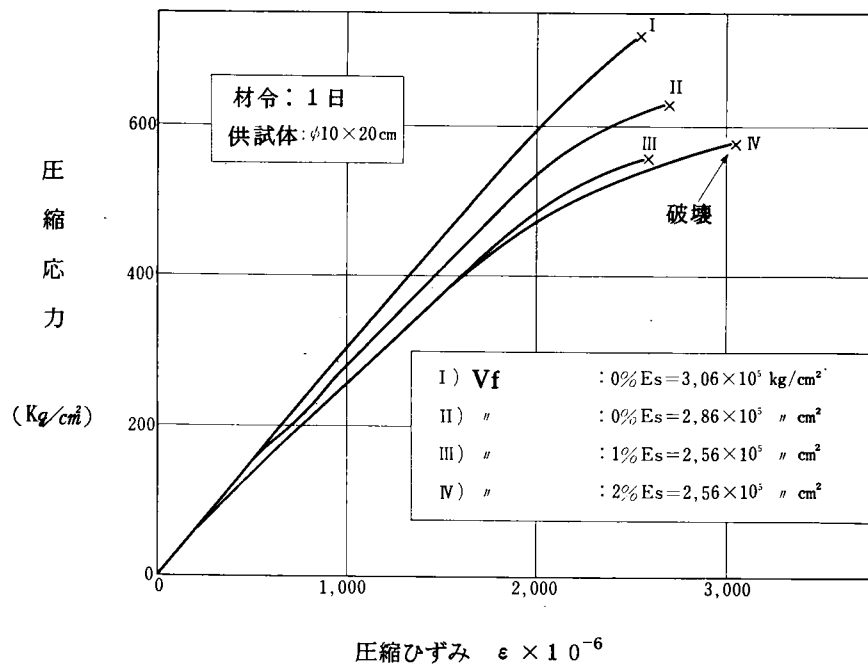
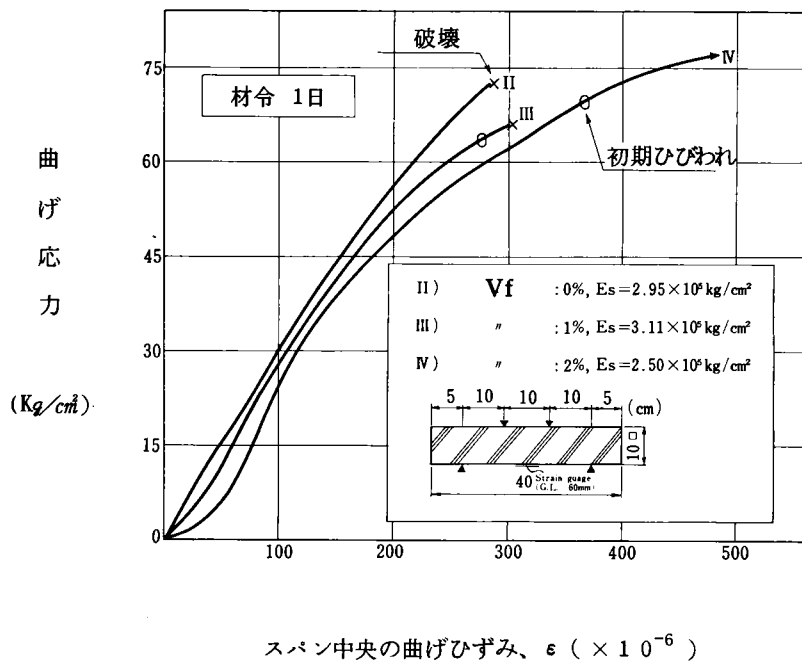


図-6.5 1 ジェットセメント SFRC の曲げ応力とひずみ曲線



度はそれぞれ 75.6 Kg/cm^2 、 81.6 Kg/cm^2 、 80.8 Kg/cm^2 および 180.4 Kg/cm^2 であって水セメント比が大きいにもかかわらず各材令とも強度増大を示し、初期材令ほど増大の傾向は著しい。さらに破壊強度のみならず、初期ひびわれ強度も増大することが示され鋼繊維の混入によってコンクリートのひびわれ発生に対する抵抗性が増すことも確かめられた。

しかし、図-6.5 0 および図-6.5 1 に示すごとく、コンクリートの圧縮および曲げ静弾性係数はむしろ低下する傾向にあることも認められた。

以上のように、超速硬性のジェットセメントコンクリートに鋼繊維を混入した場合、コンクリートの練りまぜ後数時間における強度、とりわけ曲げ強度の発現が顕著であり、また、このようなコンクリートは今まで述べてきたように優れた耐久性を備えていることも推察されるのであって、道路舗装の補修、トンネルライニング等の初期強度発現、耐久性が要求される緊急工事に超速硬セメントを用いた SFRC を適用することも有効な方法のひとつであろう。

6.1 1.3 超速硬セメントを用いた鋼繊維補強モルタルの力学的性質

6.1 1.2 項においてジェットセメントを用いた SFRC (骨材最大寸法 10 mm) の力学的性質について検討した。

本実験ではジェットセメントを用いた鋼繊維補強モルタルの力学的性質について詳細に検討した。

(1) 試験方法

i) 使用材料とモルタルの配合

実験に用いたセメント、細骨材および鋼繊維は前項 6.1 1.2 の実験に使用したものと同一である。また、混和剤にはリグニン系 (N 社製、P) をセメント重量に対して 0.25% を使用した。

ジェットセメントを用いた鋼繊維補強モルタルの配合は表-6.3 3 に示すとおりである。モルタルの配合は鋼繊維混入率を 0% 、 2% および 4% とした配合 I、II および III であって、それぞれ砂セメント比を 2.0 、 2.0 および 1.0 また水セメント比を 35% 、 36% および 36% としたものである。

ii) モルタルの練りまぜおよび供試体の作成、養生

練りまぜ方法はおおむね 6.1 1.2 項と同じであるが、基準および鋼繊維補強モルタルとも粗、細骨材の空練り部

表－6.3 3 ジェットセメント鋼繊維補強モルタルの配合

配合 No	繊維混 入 率 Vf (%)	砂セメ ント比 s/c	水セメ ント比 W/C (%)	単 位 重 量 (Kg/m ³)					
				セメント C*	水 W	細骨材 S	減水剤 WRA	ジェット セッター JS	鋼繊維 F
I	0	2.0	35	638	223	1276	1.595	1.914	—
II	2	2.0	36	634	228	1268	1.585	1.902	157
III	4	1.0	36	859	309	859	2.148	2.577	314

* C : ジェットセメント
 ** WRA : $C \times 0.25\%$
 *** JS : $C \times 0.3\%$

分を削除したので練りまぜ時間の総計は基準モルタル1分45秒間、鋼繊維補強モルタル2分15秒間である。

供試体の作成および養生方法は6.5.2項と同様である。

iii) 試験項目

試験項目は前項6.1 1.2のジェットセメントSFRCの場合と同様である。

試験は材令4時間、6時間、1日および28日で行い、材令6時間においては静弾性係数も測定した。

(2) 試験結果および考察

ジェットセメントを用いた、まだ固まらないおよび硬化した鋼繊維補強モルタルの性質は表－6.3 4、図－6.5 2、図－6.5 3および図－6.5 4に示すとおりである。

図－6.5 2は材令の経過に伴う鋼繊維補強モルタルの圧縮強度増進の様子を示したものである。これによれば圧縮強度は鋼繊維の混入の有無にかかわらず増進するものの、同一材令で比較した場合、鋼繊維混入率を増加するのに伴って若干低下する傾向にある。

しかし、モルタルの曲げ強度は圧縮強度とは逆に鋼繊維混入率の増加に伴って著しく増大することが示された。すなわち、図－6.5 3に示されるごとく、基準モルタル(配合I)の曲げ強度は4時間、6時間、1日および28日ではそれぞれ36.3Kg/cm²、39.6Kg/cm²、61.8Kg/cm²および111.5Kg/cm²であるのに対し、鋼繊維を2%混入した場合の破壊強度はそれぞれ72.6Kg/cm²、67.5Kg/cm²、87.8Kg/cm²および147.0Kg/cm²であって同じ混入率において比較しても前項6.1 1.2のジェットセメントを用いたSFRCの場合よりも強度増進の割合は大きい傾向にあり、これは鋼繊維の配向・分散が均一に行なわれたものと推察される。また、4%混入した場合にはそれぞれ93.0Kg/cm²、94.4Kg/cm²、148.8Kg/cm²および215.4Kg/cm²であって、鋼繊維を4%混入した場合には比較的初期において約2.5倍程度に増大し、さらに曲げ破壊強度のみならず、初期ひびわれ強度も増大することが示された。このように、モルタルの水セメント比が増加したにもかかわらず初期ひびわれ強度および曲げ破壊強度が増大するのは鋼繊維のモルタルに対する補強作用が効果的に発揮したものであろう。

しかし、図－6.5 4に示すごとく、モルタルの静弾性係数は鋼繊維を混入しても増大せず、むしろ低下する傾向にあり、このことは前述6.1 1.2項のジェットセメントを用いたSFRCの結果とも符号する。

以上のように、超速硬性のジェットセメントモルタルに鋼繊維を混入した場合、モルタルの初期ひびわれ強度および曲げ破壊強度は著しく増大することが認められ、また、本実験のごとく、コンクリートの最大寸法を小さくしたもののほうが鋼繊維の補強作用はさらに効果を増すことも確かめられ、このことは早期において強度発現、耐久性等が要

求され、かつ、部材厚さのうすい構造物にジェットセメント鋼繊維補強モルタルを応用することはきわめて有効であることを示唆するものであろう。

表-6.34 ジェットセメント鋼繊維補強モルタルの物理的諸性質

配合 No	纖維混入率 Vf (%)	スラ ンプ (cm)	空気量 (%)	単位容 積重量 (kg/m³)	材 令	強 度 (Kg/cm²)			圧縮弾 性係数 (×10⁵ kg/cm²)	単位容 積重量 (kg/m³)	
						圧 縮	曲 げ				割裂 引張
							初 期 ひびわれ	破壊			
I	0	1.5	5.1	2195	4 時間	238	—	36.3 (100)	23.8	—	—
					6 時間	302	—	39.6 (100)	—	1.96	—
					1 日	506	—	61.8 (100)	—	—	2237
					4 週	742	—	111.5 (100)	—	—	2293
II	2.0	4.5	6.0	2261	4 時間	230	52.8 (145)	72.6 (200)	38.4	—	—
					6 時間	276	52.6 (133)	67.5 (170)	—	1.83	—
					1 日	475	66.6 (108)	87.8 (142)	—	—	2320
					4 週	716	113.1 (101)	147.0 (132)	—	—	2365
III	4.0	10.5	10.2	2196	4 時間	214	81.2 (224)	93.0 (256)	38.8	—	—
					6 時間	255	72.0 (182)	94.4 (238)	—	1.53	—
					1 日	392	115.2 (186)	148.8 (241)	—	—	2279
					4 週	557	134.0 (120)	215.4 (193)	—	—	2314

セメント : ジェットセメント

供 試 体 : 圧縮強度 $\phi 10 \times 20$ cm、曲げ強度 $10 \times 10 \times 40$ cm (スパン 30 cm)

図-6.52 ジェットセメント鋼繊維補強モルタルの圧縮強度

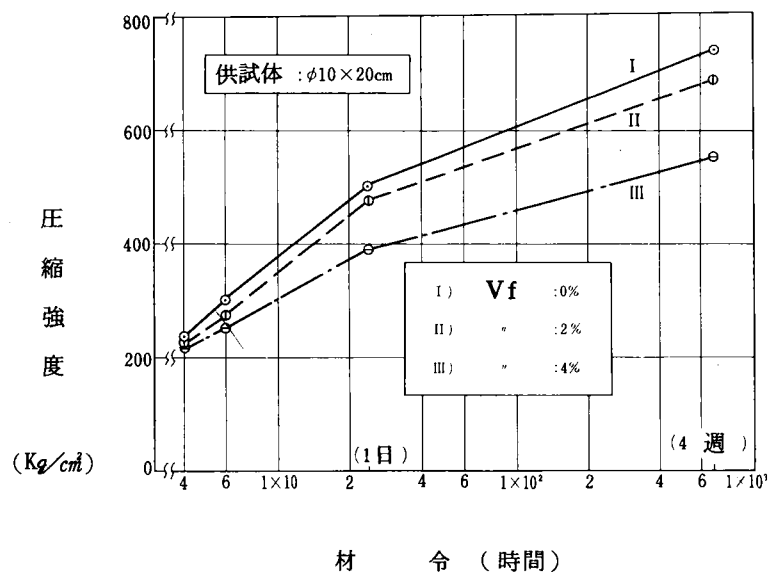


図-6.5.3 ジェットセメント鋼繊維補強モルタルの曲げ強度

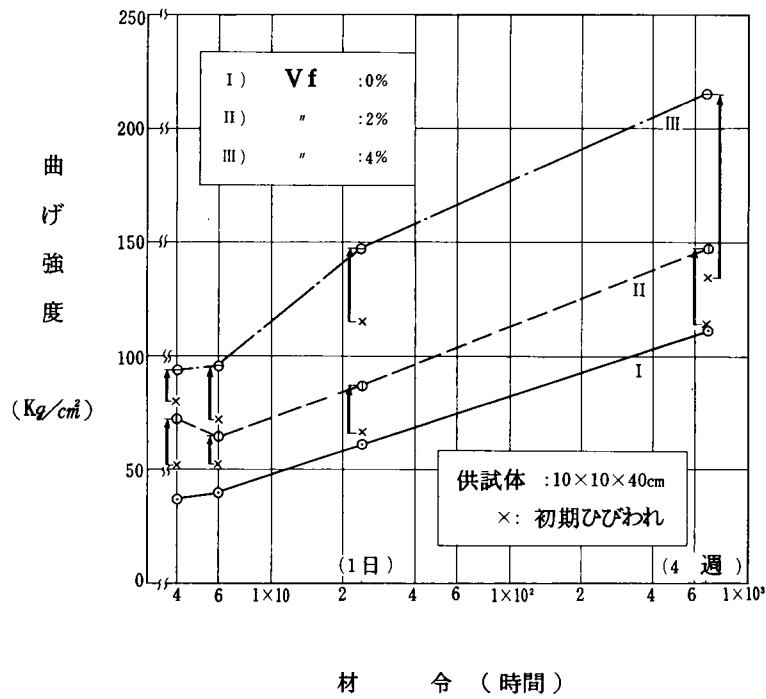
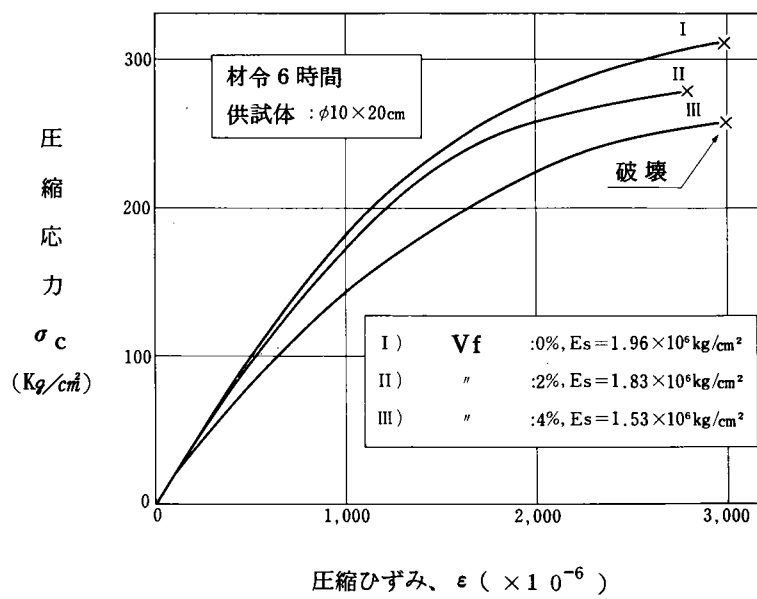


図-6.5.4 ジェットセメント鋼繊維モルタルの圧縮応力-ひずみ曲線



6.1 2 結 語

本研究はコンクリートに鋼繊維を混入して補強したSFRCの力学的諸性質について検討することを目的とし、鋼繊維の表面処理方法がSFRCの強度特性に及ぼす影響、SFRCの引張特性、耐衝撃性、各種機械的および気象作用に対する耐久性、さらに鋼繊維の配向と強度特性、超速硬セメントを用いたSFRCについて実験し考察を加えた。

本実験から得られた結果の要点は次のとおりである。

- 1) 鋼繊維補強モルタルの曲げ強度は鋼繊維の表面性状の相違によって著しく異なり、鋼繊維をそのまま使用したものに比べ、洗浄および発錆させて使用したものの曲げ強度は大きく、油を付着させたものは逆に小さい。
 - 2) モルタルマトリックス中にゴムラテックスを混入した場合、鋼繊維補強モルタルの曲げ強度は異なり、5%程度混入したものは著しく強度が増大するが、10%、20%と増加しても5%のものに比し、強度増進率がそれほど大きくならない。
 - 3) 鋼繊維無混入コンクリートの材令28日における弾性ひずみおよび引張変形能力はそれぞれ 120×10^{-6} および 500×10^{-6} 程度であった。一方、コンクリートに鋼繊維を1ないし2%程度混入してもG.L. 67mmのストレーンゲージで測定した最大引張ひずみは無混入のそれと同程度か若干大きい程度であり、ひずみの均一分散が認められない。
 - 4) 鋼繊維補強モルタルについても鋼繊維混入率2%まではコンクリートの場合と同様の傾向にあるが4%程度にまで高めたものでは最大引張ひずみは無混入に比し数倍に増大し、ひずみの均一分散が示された。
 - 5) 鋼繊維補強コンクリートおよびモルタルの引張強度は鋼繊維混入率の増加に伴ってほぼ直線的に増大する。
 - 6) 直接引張試験方法によって得られた鋼繊維補強コンクリートの引張強度は割裂試験方法によって得られたものよりもいずれの材令および鋼繊維混入率においても小さい。
 - 7) 粗骨材最大寸法を20mmとしたSFRCの圧縮強度は繊維混入率1%程度では無混入のものと比べ、いくぶん減少するが混入率を増加するのに伴って増大し、2%程度で無混入のものと同程度となる。しかし、モルタルの場合には3%程度まで圧縮強度が減少し、鋼繊維混入率の増加がSFRCの圧縮強度に及ぼす悪影響は最大寸法が小さいほど顕著であることが示された。
 - 8) 粗骨材の最大寸法を20mm程度とした高強度コンクリートに鋼繊維を2%程度混入してもコンクリートの耐衝撃性は改善されないが、10mm以下とした場合には鋼繊維混入率の増加にともなって耐衝撃性は増大する傾向にあった。
 - 9) 高強度コンクリートを鋼繊維で補強したコンクリートの耐久性について
 - (i) SFRCの乾燥収縮およびクリープは鋼繊維無混入のコンクリートに比べ多少大きい傾向にあるが、これはSFRCに鋼繊維無混入のコンクリートと同程度のワーカビリティを付与するためには単位水量を増加する必要があることから推察して両者の試験結果に差異を生じたのは鋼繊維の混入の有無よりも単位水量の相違によるものと考えられる。
 - (ii) 圧縮強度が 900 Kg/cm^2 程度の高強度コンクリートに2,000回以上の凍結融解作用をくり返しても相対動弾性係数は90%以上であり、きわめて耐久的であることが示された。さらにこのようなコンクリートに鋼繊維を数パーセント混入した場合には相対動弾性係数は95%程度であって無混入のものよりもさらに凍結融解作用に対する抵抗性を備えていることが確かめられた。これはコンクリート中に鋼繊維が分散し、網状構造を形成してコンクリートを効果的に補強することによるものであろう。
 - (iii) 潮風的作用を受ける海浜に放置したSFRCの曲げおよび圧縮強度は5年間暴露したものであってもなお、増進する傾向にあることが確かめられた。一方、暴露したSFRCの表面には放置直後から鋼繊維の発錆によると思われる茶褐色の着色を生じ、この着色の大きさは暴露期間の経過にともなって増大する傾向にあることが認められた。
- しかし、供試体破断面を詳細に観察すると発錆は表面近傍にある鋼繊維のみに限られ、発錆の認められる鋼繊維

においても錆は表面に近い部分のみであり、鋼繊維全体に及んでおらず、また、コンクリートの中性化も表面のごく一部にすぎない。

10) 通常の建設工事に用いられるコンクリートを鋼繊維で補強したコンクリートの耐久性について

(i) 通常の建設工事に用いるコンクリートに鋼繊維を混入した場合、コンクリートのスランプは著しく減少することが示された。たとえば、スランプ8 cm程度の土木用および20 cm程度の建築用コンクリートに鋼繊維をそれぞれ1 %混入した場合には、それぞれ6 cmおよび4.5 cm程度スランプ損失することが認められた。これは鋼繊維混入率がわずかであってもスランプ損失が大きいのは鋼繊維の表面積がきわめて大きいことも相まってコンクリートのワーカビリティが著しく損なわれたと推察される。

(ii) 一般に、長さ30 mm程度の鋼繊維をコンクリートに混入した場合には粗骨材の最大寸法を15 mm程度としたものが最も効果的に作用し、曲げ強度が増大すると言われているが、本実験のごとく、最大寸法25 mmのコンクリートに長さ30 mmの鋼繊維を1.5 %混入した場合であってもコンクリートの曲げ強度は30～40 %程度増大することが確かめられた。

このことから通常の建設工事に用いられるコンクリートに鋼繊維を混入した場合には粗骨材の最大寸法をある程度まで大きくしても鋼繊維の補強効果は著しくは低下しないものと考えられる。

(iii) 鋼繊維の混入はコンクリートの乾燥収縮を低減するために効果的であることが示された。マトリックスの乾燥重量減少率がほぼ同じであるにもかかわらず、SFRCの乾燥収縮率が鋼繊維無混入のコンクリートに比べ小さかったのはコンクリート中に分散した剛性の高い、多くの鋼繊維が網状に連係し、乾燥にともなう体積変化を均一に拘束したことによるものと推察され、収縮低減がコンクリート全体に均一に生ずるためコンクリートの乾燥によるひびわれ発生に対する抵抗性が增大するものと思われる。

(iv) 凍結融解回数300回における相対動弾性係数が87 %および74 %程度の土木用および建築用コンクリートに鋼繊維を混入した場合には凍結融解を300回くり返しても相対動弾性係数はいずれも93 %程度であって少量の鋼繊維を混入しただけでコンクリートの凍結融解に対する抵抗性は著しく増大することが示された。

(v) 回転式摩耗試験装置を用いたSFRCの摩耗は鋼繊維無混入のコンクリートに比べきわめて小さく、いずれの材令においても重量減少率は鋼繊維混入率の増大に伴って低減することが示された。これは大きな耐摩耗性を有する鋼繊維がコンクリートマトリックス中に均一に分布し、マトリックスを効果的に補強したことによるものと考えられる。

また、コンクリートの圧縮強度と摩耗による重量減少率とは密接な関係にあり、鋼繊維混入率を同じくしたコンクリートにおいては水セメント比のいかにかわらず両者はおおむね同一の直線で示されることが確かめられた。

一方、いずれのコンクリートにおいても材令の経過に伴うコンクリートの強度増進によって摩耗に対する抵抗性は増大するものの、増大の程度は鋼繊維混入率を増加させるのに伴って鈍化することも示された。これはコンクリートに耐摩耗性の大きな鋼繊維を適量、混入した場合にはマトリックスの強度増進に伴う耐摩耗性の増大と鋼繊維の大きな耐摩耗とが相まって材令の経過とともにSFRCの摩耗に対する抵抗性は増大するが、鋼繊維混入率をある値以上に高めた場合にはSFRCの耐摩耗性は鋼繊維のそれに依存するところが多くなり、材令が経過しても耐摩耗性の向上は期待できないためであろう。

(vi) SFRCの水密性は鋼繊維無混入のコンクリートと単位水量、水セメント比および細骨材率が同じであっても、鋼繊維無混入のコンクリートのそれに比べ、若干劣り、土木用SFRC ($W/C = 51.3\%$, $V_f = 1.0\%$) および建築用SFRC ($W/C = 63.0\%$, $V_f = 1.5\%$) の拡散係数はそれぞれ $2.311 \times 10^{-6} \text{ cm}^2/\text{s}$ および $5.153 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$ であった。このように鋼繊維の混入の有無によって水密性が異なるのは鋼繊維混入率がわずかであっても鋼繊維の表面積がきわめて大きいためにコンクリートの成形後に材料分離によって生ずるブリージ

ング水の上昇が鋼繊維に阻止され上昇水はこの下面近傍に水隙として滞留し、コンクリート中の弱点を形成することによとも考えられる。このことはSFRCのブリージング率が鋼繊維無混入のものに比べて小さいことから伺い知ることができる。

11) 鋼繊維の配向、配置がSFRCの曲げ特性に及ぼす影響について

- (i) コンクリートの曲げ強度はSFRCの成形厚さおよび成形方法の相違によって著しく異なり、最も大きな引張応力が作用する部分に薄く、積層状にSFRCを配置したものが曲げ強度増進に効果的であることが判明した。

しかし、鋼繊維の混入によってコンクリートの曲げ耐力および曲げ靱性は増大するもののコンクリートの曲げ応力に対するひずみおよびたわみ性状は鋼繊維の混入の有無およびSFRCの配置のいかんにかかわらず大差のないことも示された。

- (ii) 鋼繊維を少量混入したSFRCの曲げ強度は鋼繊維の配向と密接な関係にあり、繊維の配向係数が既知であればSFRCの強度をある程度推定することも可能であることが示された。

12) 超速硬化のジェットセメントコンクリートに鋼繊維を混入した場合、コンクリートの練りませ数時間後における強度、とりわけ曲げ強度の発現が著しく、ジェットセメントSFRCは初期における強度発現、耐久性等が要求される緊急工事に対しては有用な材料である。

参 考 文 献

- 1) 岡田 清 : 繊維補強コンクリート、セメント・コンクリート、*№*338、Apr.1975、pp.2~8
- 2) 小林一輔 : 繊維補強コンクリート、オーム社刊、昭和56年6月
- 3) D.J. Hannant, J.J. Zonsveld and D.C. Huges : Polypropylene film in cement based materials, Composite, April 1978, pp.83~88
- 4) D.J. Hannant and J.J. Zonsveld : Polyolefin fibrous networks in cement matrices for low cost sheeting, Phil. Trans.R.Soc.Lond. A 294、1980、pp.591~597
- 5) 小林一輔 : 合成有機系繊維のコンクリート補強材への応用、日本複合材料学会誌、8巻4号、1982、pp.121~128
- 6) 秋浜繁幸、末永竜夫、坂野 正 : 繊維補強コンクリートの特性とその応用、建築技術、*№*363、1981、11、pp.107~123
- 7) 河野 清 : 繊維補強コンクリートについて、材料、第26巻、第290号、昭和52年11月、pp.1061~1071
- 8) 大岸佐吉 : 繊維補強コンクリート、セメント・コンクリート、*№*355、Sept.1976、pp.66~73
- 9) D.J. ハナント著、槇谷栄次郎訳 : 繊維コンクリート、森北出版刊、1980年9月
- 10) ACI Committee 544 : State-of-the-Art Report on Fiber Reinforced Concrete, Concrete International, May 1982, pp.9~30
- 11) R.N. Swamy : Fiber Reinforcement of Cement and Concrete, rilem Materials and Structures, Vol.8, *№*45, 1975, pp.235~254
- 12) Romualdi, J.P. and Batson, G.B. : Mechanics of Crack Arrest in Concrete, Proc. ASCE, Vol.89, June 1963, pp.147~168
- 13) Romualdi, J.P. and Mandel, J.A. : Tensile Strength of Concrete Affected by Uniformly Distributed and Closely Spaced Short Lengths of Wire Reinforcement, ACI Journal, Proc. Vol.61, *№*6, June 1964, pp.657~671
- 14) R.N. Swamy and P.S. Mangat : A Theory of the Flexural Strength of Steel Fiber Reinforced Concrete, pp.313~333
Influence of Fiber Geometry of the Properties of Steel Reinforced Concrete, pp.451~465
Cement and Concrete Research Vol.4, 1974
- 15) 小林一輔 : 鋼繊維補強コンクリートの配合、コンクリート工学、Vol.15、*№*3、昭和52年3月、pp.78~81
- 16) 小林一輔、趙 力采、西村次男、安室吉弥 : 鋼繊維補強コンクリートの曲げ特性に及ぼす鋼繊維の形状寸法ならびに粗骨材最大寸法の影響、第3回コンクリート工学年次講演論文集、1981、pp.185~188
- 17) 土木学会鋼繊維補強コンクリート研究小委員会 : 鋼繊維補強コンクリート設計施工指針(案)、コンクリート・ライブラリー第50号、土木学会刊、昭和58年3月
- 18) 太田 実、小林 保、上野裕康 : 鋼繊維補強AEコンクリートの配合に関する若干の実験、コンクリート工学、Vol.16、*№*10、1978、pp.21~26

- 19) 小林一輔、岡村雄樹 : 所要のコンシステンシーを得るための鋼繊維補強コンクリートの配合設計方法、土木学会論文報告集、第293号、1980年4月、pp.111~119
- 20) 遠藤武平 : スチールファイバーコンクリート、土木技術、37巻10号、1982、pp.71~79
- 21) C.D. Johnston : Steel Fibre-reinforced concrete — present and future in engineering construction, Composite, Vol.13, №2, April 1982, pp.113~121
- 22) 小林一輔、三島清敬 : 繊維補強コンクリートの海外における施工例、コンクリート工学、Vol.15、№3、March 1977、pp.90~92
- 23) 西 晴哉、大塩 明、曾根徳明 : 鋼繊維で補強したコンクリートの物理的性質と繊維の配向に関する検討、セメント技術年報、XXX、昭和51年、pp.443~446
- 24) 大塩 明、曾根徳明 : 繊維補強コンクリートの耐久性、第33回土木学会年次学術講演会概要集 VI.1978、pp.51~52
- 25) 西 晴哉、大塩 明、曾根徳明 : 鋼繊維補強コンクリート(その1)、(その2)、小野田研究報告、Vol.30、№99と№100、1978、pp.20~38、pp.100~146
- 26) G.H. Tattersall and C.R. Urbarowicz : Bond strength in steel-fibre-reinforced concrete, Magazine of Concrete Research, Vol.26, №87, June 1974, pp.105~113
- 27) B.P. Hughes and N.I. Fattuhi : Fibre bond strengths in cement and concrete, Magazine of Concrete Research, Vol.27, №92, September 1975, pp.161~166
- 28) N.C. Kothari and E.A. Bonel : Strength Properties of Concrete Reinforced with Epoxy-Coated Steel Fibers, ACI Journal, Proc. Vol.75, №10, Oct.1978, pp.550~553
- 29) 小林一輔、趙 力采、天谷貞雄 : 鋼繊維補強コンクリートの曲げ特性に及ぼす鋼繊維の防錆処理の影響、セメント技術年報 34、昭和55年(1980)、pp.363~366
- 30) 小林一輔、来海 豊 : 鋼繊維とポリマーデイスパージョンによるコンクリートの引張変形特性の改善、土木学会論文報告集、第269号、1978年1月、pp.135~145
- 31) 大浜嘉彦、管 貞弘、宮良政克 : 鋼繊維補強ポリマーセメントコンクリートの曲げ性状、第4回コンクリート工学年次講演会講演論文集、1982、pp.161~164
- 32) 大浜嘉彦、宮良政克、管 貞弘 : 鋼繊維補強ポリマーセメントコンクリートの乾燥収縮、第4回コンクリート工学年次講演会講演論文集、1982、pp.165~168
- 33) 小林一輔、趙 力采 : 鋼繊維補強コンクリートのひびわれ開始応力度と強化則について、土木学会論文報告集(ノート)、№282、1979年2月、pp.131~134
- 34) 趙 力采、小林一輔、西村次男 : 鋼繊維補強コンクリートの引張強度試験方法について、第1回コンクリート工学年次講演会、講演論文集、1979年、pp.405~408
- 35) 仕入豊和、梅宮 勇 : 金属繊維の混入によるモルタルの引張り強度の向上についての一実験、セメント・コンクリート、301、1972年3月、pp.17~21
- 36) 秋浜繁幸、末永竜夫、坂野 正 : 比重の異なる各種セメントマトリックスを使用したSFRCの純引張強度について、セメント技術年報、35、昭和56年(1981)、pp.493~497

- 37) Z.Jamrozy and R.N. Swamy : Use of steel fibre reinforcement for impact resistance and machinery foundations, Int.Jour. of Cement Composites, Vol.1, №2, July 1979, pp.65~75
- 38) 尼崎省二、明石外世樹 : 高強度コンクリートおよび鋼繊維補強コンクリートの衝撃疲労強度に関する研究、土木学会論文報告集、第262号、1977年6月、pp.143~151
- 39) 河野 清、納田盛資 : 繊維補強コンクリートの品質に対する加圧の効果、鋼繊維補強コンクリートに関するシンポジウム、発表報文集、昭和52年11月、pp.41~45
- 40) 藤井 学、宮本文穂、池尾孝司、松帆雄二 : 衝撃荷重下における鋼繊維補強コンクリート版の破壊機構、第3回コンクリート工学年次講演会講演論文集、1981、pp.197~200
- 41) J.H.Bailey, S.Bentley, B.Mayfield and P.S.Pell : Impact testing of fibre-reinforced concrete stair treads, Magazine of Concrete Research, Vol.27, №92, September 1975, pp.167~170
- 42) R.N.Swamy and A.H.Jojagha : Impact resistance of steel fibre reinforced lightweight concrete, Int. Jour. of Cement Composites, Vol.4, №4, November 1982, pp.209~220
- 43) 小泉 徹、加場重正、助田佐右衛門 : 高分子繊維および高繊維系混成補強コンクリートの曲げ特性と耐衝撃性、セメント技術年報、36、昭和57年、pp.405~408
- 44) 伊藤利治、小林一輔、今泉和郎 : 繊維補強コンクリートの耐衝撃性に関する研究、第4回コンクリート工学年次講演会講演論文集、1982、pp.149~152
- 45) 伊藤利治、小林一輔、西村次男 : 鋼繊維補強コンクリートの圧縮疲労性状について、土木学会第31回年次学術講演会講演概要集、第5部、昭和51年10月、pp.85~86
- 46) 小谷一三、西村計一、塚田 卓 : 鋼繊維補強コンクリートはりの疲労特性、鋼繊維の配向および分散、第1回コンクリート工学年次講演会、講演論文集、1979、pp.417~420
- 47) R.H.Elvery and M.A.Samari : Reduction of Shrinkage Cracking in Reinforced Concrete due to the Inclusion of Steel Fibers, RILEM Symposium, Fibre Reinforced Cement and Concrete, 1975, pp.147~149
- 48) 小林一輔、魚本健人、峰松敏和 : 鋼繊維補強コンクリートの乾燥収縮に関する研究、第2回コンクリート工学年次講演会講演論文集、1980、pp.209~212
- 49) 辻 幸和、佐藤政勝、佐藤喜悦 : 鋼繊維膨張コンクリートの膨張収縮性状、第36回土木学会年次学術講演会、1981、pp.157~158
- 50) 中村信行、坂井正美、岡田英三郎 : 鋼繊維補強コンクリートの収縮ひびわれ抵抗性、第3回コンクリート工学年次講演会、講演論文集、1981、pp.205~208
- 51) 向井 毅、比佐道雄 : 鋼繊維を混入したモルタルおよびコンクリートの基礎的性質に関する検討、セメント技術年報 XXX、昭和51年、pp.453~455
- 52) 柴田拓二、城 攻、田中道治 : 鋼繊維補強モルタルの乾燥収縮、第1回コンクリート工学年次講演会、講演論文集、1979、pp.433~436
- 53) 福地利夫、大浜嘉彦、西村 正、菅原鉄治 : モルタルの乾燥収縮に及ぼす鋼繊維混入効果、第2回コンクリート工学年次講演会、講演論文集、1980、pp.213~216
- 54) Swamy R.V. and Theodorakopoulos, D.D. : Flexural Creep Behavior of

Fibre Reinforced Cement Composites, Int. Jour. of Cement Composites,
Vol.1, №1, May 1979, pp.37~47

- 55) 小林一輔、森 時昭 : 鋼繊維補強コンクリートの凍結融解作用に対する抵抗性、セメント技術年報 XXX、昭和51年、pp.447~448
- 56) 洪 悦郎、長谷川寿夫、亀田泰弘、秋浜繁幸 : プレキャスト版用鋼繊維混入モルタルの耐凍害性について、鋼繊維コンクリートに関するシンポジウム発表報文集、昭和52年11月、pp.68~71
- 57) D.J.Hannant, J.Edgington : Durability of fibre concrete, RILEM Symposium, Fibrereinforced Cement and Concrete, 1975, pp.159~169
- 58) 犬塚雅生、堀口 敬 : 鋼繊維補強コンクリートの摩耗性状について、第1回コンクリート工学年次講演会、講演論文集、1979, pp.441~443
- 59) 犬塚雅生、堀口 敬 : 鋼繊維補強コンクリートの摩耗について、第3回コンクリート工学年次講演会、講演論文集、1981, pp.209~211
- 60) 是石俊文、杉田英明 : 鋼繊維補強コンクリートの品質管理例 — 西郷発電所圧力トンネル補修工事 — コンクリート工学、Vol.17、№10、1979, pp.39~44
- 61) 村田二郎 : コンクリートの水密性の研究、コンクリートライブラリー、№7、1963
- 62) D.J.Hannant and N.Spring : Steel-fibre-reinforced mortar, a technique for producing composites with uniaxial fibre alignment, Magazine of Concrete Research, Vol.26, №86, March 1974, pp.47~48
- 63) J.Edgington and D.J.Hannant : Steel fibre reinforced concrete, The effect on fibre orientation of compaction by vibration Matériaux et Constructions, Vol.5, №25, 1972, pp.41~44
- 64) 山王博之、小林一輔 : 鋼繊維補強コンクリートの引張強度に及ぼす繊維の分散と配向の影響、土木学会第31回年次学術講演会、1976, pp.83~84
- 65) 睦好宏史、小林一輔 : 鋼繊維補強モルタルにおける繊維の配向に関する研究、土木学会第32回年次学術講演会、1977, pp.118~119
- 66) 小林一輔、睦好宏史 : 繊維の分散と配向を考慮した鋼繊維補強コンクリート部材の強度と変形、土木学会第33回年次学術講演会、1978, pp.61~62
- 67) 中内博司、松垣光威、竹内恒夫 : 鋼繊維補強コンクリートの層状変化による強度特性、第1回コンクリート工学年次講演会、講演論文集、1979, pp.445~448
- 68) 岡田 清、矢村 潔、南莊 淳、小柳 治、橋本栄治 : 鋼繊維の分散度と鋼繊維補強コンクリートの強度特性について、セメント技術年報、XXXI、昭和52年、pp.308~311
- 69) 内川 浩、松崎安宏 : 画期的な新種セメント — ジェットセメント、セラミックス、7(4)、1972, pp.249~261
- 70) H.W.Perker : Steel Fiber Reinforced Regulated-Set Concrete, Presented at CERL Fibrous Concrete Conference, Champaign, Illinois, May 1972, pp.125~138
- 71) 中原 康、大友忠典、中里吉明、中矢喜章 : 急速トンネルライニング工法(KRTL工法)の開発研究、鹿島建設技術研究所年報、Vol.22、1974.6、pp.27~35
- 72) 福井 康、西岡 哲、鎌尾 博 : 鋼繊維および超速硬セメントを使用した吹付けコンクリートの性状について、

土木学会第32回年次学術講演会講演概要集、第5部、昭和52年10月、 pp.132~133

73) 今井益隆、太田利隆 : 早強性鋼繊維補強コンクリートの耐久性について、土木学会第36回年次学術講演会講演概要集、第5部、昭和56年10月、 pp.161~162

74) 内川 浩、宇都輝恭、遠藤康夫 : 超速硬セメントコンクリートの鋼繊維補強コンクリートへの適用、セメント技術年報、33、昭和54年、 pp.339~342

75) 峰松敏和、銀山 功、佐々木真、橋本孔成 : 超速硬セメントを用いた鋼繊維補強コンクリートの配合設計方法に関する検討、セメント技術年報、36、昭和57年、 pp.391~396

第 7 章

結 論

第 7 章 結 論

本論文は、まず、通常使用されているコンクリート材料と成形・養生方法に高性能減水剤を用いることにより圧縮強度 800 Kg/cm^2 以上の高強度コンクリートを得る材料ならびに配合上の検討を詳細に行ない、これらコンクリートの諸性質を明らかにした。

また、セメントペーストと骨材間の化学結合を期待して骨材としてセメントクリンカーを用いたが、この手法と問題点を追求した。

つぎに、この種高強度コンクリートが工場製品に利用されることを想定して、4～5 時間で脱型に必要な強度 $100 \sim 200 \text{ Kg/cm}^2$ を発現し、かつ材令 28 日においては 800 Kg/cm^2 以上の強度を維持するコンクリートの製造方法を発錆のおそれのない硬化促進剤の選定と常圧蒸気養生の両面から確立した。

さらに、高圧縮強度のコンクリートに膨張材や鋼繊維を混合した複合材料としての基礎的研究を広範囲にわたって行ない、これらコンクリートの諸性質を明らかにするとともにヒューム管への適用実験を実施した。

次に各章毎に得られた主な結論を列挙する。

第 2 章 高性能減水剤を用いた高強度コンクリートに関する研究

- (1) 高性能減水剤を用いた高強度コンクリートに関して、使用材料ならびに配合上の検討を行なった。

砂率を 40%、30%、20%、10% と変えてコンクリートを練り混ぜた結果、セメント量が 500 Kg/m^3 の場合、砂率が 20% 以下だとコンクリートが荒々しく材料が分離気味になる。またコンクリートの圧縮強度も低下するので 30% 以上必要であることを確認した。ただし、セメント量が 700 Kg/m^3 になると砂率が 10% でも成形可能なワーカビリティを有し、圧縮強度もそれほど低下しない。また、粗骨材の最大寸法が 10 mm と 20 mm では圧縮強度に大きな差がみられない。

- (2) 材令 28 日におけるコンクリートの圧縮強度の最大値は、セメント量 500 Kg/m^3 の場合 $1,001 \text{ Kg/cm}^2$ ($s/a = 40\%$ 、骨材最大寸法 10 mm)、セメント量 700 Kg/m^3 の場合 $1,076 \text{ Kg/cm}^2$ ($s/a = 40\%$ 、骨材最大寸法 20 mm) であった。なお用いたセメントは早強ポルトランドセメントである。普通セメント、フライアッシュ B 種セメントおよび中庸熱セメントを用いたコンクリートの圧縮強度は早強セメントのそれより 100 Kg/cm^2 から 200 Kg/cm^2 程度小さかった。

- (3) 高強度コンクリートの強度は粗骨材の品質によって大きく影響される。セメント量 500 Kg/m^3 、水セメント比 31% の同一配合で、粗骨材の種類の違いだけによりコンクリートの圧縮強度は 722 Kg/cm^2 から $1,001 \text{ Kg/cm}^2$ まで $200 \sim 300 \text{ Kg/cm}^2$ の強度差を示した。高強度コンクリートに適する岩質は原石の強度や弾性係数が安定して大きく、組織が緻密な砂岩系統の碎石である。

- (4) 高強度コンクリートの水密性、凍結融解抵抗性ならびに硫酸塩に対する耐薬品性等の耐久性は非常に優れている。また、圧縮強度 913 Kg/cm^2 を有するコンクリートの 40 Kg 重錘落下試験による耐衝撃抵抗性は圧縮強度 532 Kg/cm^2 のコンクリートの 7 倍であった。

- (5) 高性能減水剤マイティ 150 を用いたペースト ($W/C = 29.4\%$) の材令 28 日における圧縮強度は $1,084 \text{ Kg/cm}^2$ である。そのときの 37.5 \AA から 7.5μ の全細孔量は 11.9% また結合水は 13.3% であった。混和剤を用いないプレーンペースト ($w/c = 30.0\%$) の場合の材令 28 日における値は、圧縮強度 $1,141 \text{ Kg/cm}^2$ 、全細孔量 12.6%、結合水 13.8% でありマイティ 150 を用いた場合とほぼ同程度であった。

- (6) 圧縮強度 $800 \sim 1,000 \text{ Kg/cm}^2$ のコンクリートの静弾性係数は $3.75 \sim 4.25 \times 10^5 \text{ Kg/cm}^2$ 、ポアソン比は 0.19 ～ 0.23 の範囲にある。また曲げ強度は概ね圧縮強度の $1/10$ である。引張強度は圧縮強度が 900 Kg/cm^2 以上になっても増大せず 65 Kg/cm^2 程度で頭打ちである。

第3章 クリンカーを骨材に用いた高強度コンクリートに関する研究

- (1) セメントマトリックスと骨材との界面の付着力を強化する手法として、ポルトランドセメント製造用のクリンカーをコンクリートの反応性骨材として用いた。

セメントキルンから取り出されたクリンカーの24時間吸水は4～6%であるが、注水後1分以内に24時間吸水の90%程度含水する。クリンカー自体の強さをBS規格の40 ton 破砕値から判断すると、セメントキルンから取り出された時は良質な碎石骨材と人工軽量骨材の中間程度である。しかし、クリンカーを水没しておくとも水和が進むためか強度が増進し材令28日には良質な碎石に匹敵するほどになる。

- (2) セメント量 $500\text{ Kg}/\text{m}^3$ 用いたクリンカーコンクリートの材令28日における圧縮強度は $97.2\text{ Kg}/\text{cm}^2$ 、静弾性係数 $4.89 \times 10^5\text{ Kg}/\text{cm}^2$ 、引張強度は $65\text{ Kg}/\text{cm}^2$ 、曲げ強度は $135\text{ Kg}/\text{cm}^2$ であった。特に曲げ強度と静弾性係数が大きいのが特徴である。
- (3) セメント量 $500\text{ Kg}/\text{m}^3$ 用いたクリンカーコンクリートの異形鉄筋 19 mm との付着強度は材令28日で $136\text{ Kg}/\text{cm}^2$ と非常に大きな値であった。乾燥収縮は4週で 2.9×10^{-4} 、13週で 5.0×10^{-4} 、1年で 5.5×10^{-4} となり小さい。また、クリープ係数は $150\text{ Kg}/\text{cm}^2$ の1年載荷で1.30であった。これらの値は碎石を用いた高強度コンクリートと同程度か、むしろ優れた値である。
- (4) 早強セメント $500\text{ Kg}/\text{m}^3$ 用いたクリンカーコンクリートの断熱温度上昇は 73.5°C であり早強セメント $700\text{ Kg}/\text{m}^3$ 用いた碎石コンクリートに匹敵した。上記クリンカーコンクリートの熱膨張係数は $13.0 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$ 、比熱は $0.259\text{ Kcal}/\text{Kg}$ 、熱拡散率は $0.00207\text{ m}^2/\text{hr}$ 、熱伝導率は $1.34\text{ Kcal}/\text{mhr}^\circ\text{C}$ であった。なお、早強セメント $500\text{ Kg}/\text{m}^3$ 用いた碎石コンクリートの比熱は $0.250\text{ Kcal}/\text{Kg}$ 、熱拡散率は $0.00316\text{ m}^2/\text{hr}$ 、熱伝導率は $1.93\text{ Kcal}/\text{mhr}^\circ\text{C}$ である。
- (5) クリンカーコンクリートの問題点はクリンカーに基因してコンクリートが膨張破壊を引き起こす危険があることである。これを防止するためには遊離石灰含有量が1.5%以下のクリンカーを骨材として用いなければならない。1.5%以上のクリンカーの混入が許容される割合は高々1%である。

第4章 高強度コンクリートの硬化促進に関する研究

- (1) 塩化カルシウムに替る高強度コンクリート用の硬化促進剤を見出すため約20種類の薬品に関して種々試験した結果、亜硝酸カルシウム、硝酸カルシウムおよびギ酸カルシウムが効果的な薬品であることがわかった。特に亜硝酸カルシウムをセメント重量に対して2%添加したコンクリートは初期強度も28日強度も大きく、また鉄筋を錆させる懸念が無いことから最とも秀れている。
- (2) マイテイ150等の高性能減水剤を用いて高強度コンクリートを得るためには一般に混和剤をセメント重量に対して固形分で0.6%程度の比較的多量添加しなければならないが、その場合水セメント比30%の早強セメントペーストの凝結終結時間はブレンペーストに比し3～4時間遅延する。
- (3) スランプ5cmで早強セメント $550\text{ Kg}/\text{m}^3$ 用いたコンクリートの 20°C 成形、標準養生の強度発現をみると、 $150\text{ Kg}/\text{cm}^2$ 以上の圧縮強度が得られる時間はマイテイ150(MT)単味コンクリートが注水後12時間であるのに対し、MTに塩化カルシウム1%混入コンクリートが8時間、MTに亜硝酸カルシウム2%混入コンクリートが7時間、MTに硝酸カルシウム1%混入コンクリートが9時間、MTにギ酸カルシウム2%混入コンクリートが8時間であった。
- また、材令28日の圧縮強度はMT単味が $96.8\text{ Kg}/\text{cm}^2$ であるのに対して、塩化カルシウム $89.8\text{ Kg}/\text{cm}^2$ 、亜硝酸カルシウム $91.4\text{ Kg}/\text{cm}^2$ 、硝酸カルシウム $96.6\text{ Kg}/\text{cm}^2$ 、ギ酸カルシウム $85.1\text{ Kg}/\text{cm}^2$ となり、ギ酸カルシウム混入コンクリートがMT単味コンクリートより $100\text{ Kg}/\text{cm}^2$ 以上小さな値を示した。なお、亜硝酸カルシウム2%混入コンクリートは塩化カルシウムとほぼ同一の促進効果を示す。

- (4) 鉄筋の発錆に対する影響を自然電極電位の測定により判定した結果、塩化カルシウム、硝酸カルシウムおよび硫酸カルシウムは材令とともに電位が下降し、鉄筋が腐食する危険性が残っていることを示したが、亜硝酸カルシウムは電位が上昇しており防錆効果があることを示した。
- (5) 早強セメント $550 \text{ Kg}/\text{m}^3$ に MT と亜硝酸カルシウム 2% 混入した高強度配合のコンクリートを 20°C で練り混ぜ、前置 1 時間、最高温度 65°C で蒸気養生すると注水後 4 時間で $124 \text{ Kg}/\text{cm}^2$ 、5 時間で $264 \text{ Kg}/\text{cm}^2$ 、材令 28 日で $865 \text{ Kg}/\text{cm}^2$ となり塩化カルシウム 1% 混入コンクリートより高い強度を示した。また、亜硝酸混入コンクリートを 40°C 成形のホットコンクリートにしてその後蒸気養生すると 3.5 時間で $191 \text{ Kg}/\text{cm}^2$ 、4.5 時間で $318 \text{ Kg}/\text{cm}^2$ 、材令 28 日で $894 \text{ Kg}/\text{cm}^2$ の圧縮強度を得た。材令 28 日の圧縮強度は標準養生 28 日強度 $912 \text{ Kg}/\text{cm}^2$ の 98% に当る。
- (6) 蒸気養生に基因する高強度コンクリートの強度損失を小さくするためには前置期間中にできるだけコンクリートの凝結硬化を高めることが必要である。この強度損失を皆無にするためにはブロッカー貫入抵抗値でモルタルの終結に相当する $4,000 \text{ psi}$ あるいはコンクリートの圧縮強度で $5 \text{ Kg}/\text{cm}^2$ 前後の硬化を前置期間中に得ることが必要である。前置時間を短縮する意味においても硬化促進剤の使用あるいはホットコンクリートは有効である。

第 5 章 膨張材を混和した高強度コンクリートに関する研究

- (1) 圧縮強度 $800 \text{ Kg}/\text{cm}^2$ 程度の高強度コンクリートに石灰系膨張材エクспан (Ex) を混和して、セメントの種類、拘束鉄筋比、膨張材量ならびに養生方法などが一軸拘束供試体コンクリートの膨張量、ケミカルプレストレスならびに強度に及ぼす影響について実験した。

高強度コンクリートの収縮補償の目的で膨張材を用いる場合、単位セメント膨張材量 $C + \text{Ex}$ 量が $500 \text{ Kg}/\text{m}^3$ であれば、Ex 量を $40 \text{ Kg}/\text{m}^3$ 程度にすることが望ましい。この程度の膨張材の混入量であれば、材令 91 日の圧縮強度は $941 \text{ Kg}/\text{cm}^2$ で、膨張材を用いないコンクリートと同程度であり、材令 1 年の乾燥収縮量 198×10^{-6} 程度である。

- (2) コンクリートに導入されるケミカルプレストレスと圧縮強度との間には、相い反する関係が存在し、早強セメントを用いて $C + \text{Ex}$ 量を $500 \text{ Kg}/\text{m}^3$ とした場合、材令 28 日で圧縮強度 $800 \text{ Kg}/\text{cm}^2$ を確保するためにはケミカルプレストレスの導入量は $15 \text{ Kg}/\text{cm}^2$ 以下になり、ケミカルプレストレスを $20 \text{ Kg}/\text{cm}^2$ 程度得るためには、圧縮強度 $600 \text{ Kg}/\text{cm}^2$ 程度になる。

普通セメントを用いて蒸気養生を行った場合も同様で、ケミカルプレストレスを $30 \text{ Kg}/\text{cm}^2$ 程度得るためには、圧縮強度は $550 \text{ Kg}/\text{cm}^2$ 程度に、またケミカルプレストレスを $50 \sim 60 \text{ Kg}/\text{cm}^2$ 導入すると圧縮強度は $400 \text{ Kg}/\text{cm}^2$ 程度となる。

- (3) 直径 $1,200 \text{ mm}$ の鉄筋コンクリート管の製造実験の結果、高強度コンクリート配合に膨張材を $60 \text{ Kg}/\text{m}^3$ 用いて拘束鉄筋比を 1.7% とすることにより、初期ひびわれ荷重は $9,340 \text{ Kg}/\text{m}$ となった。これはヒューム管協会 3 種規格値案を 11% 上まわったことになる。

第 6 章 鋼繊維で補強した高強度コンクリートに関する研究

- (1) 鋼繊維補強コンクリート (SFRC) の力学的諸性質を明らかにするために広範囲の実験を行なった。

SFRC の曲げ強度は鋼繊維の表面性状によって著しく異なり、鋼繊維をそのまま用いた場合に比べて、洗浄あるいは発錆させて使用したものの曲げ強度は大きくなる。また、SFRC にポリマーディスパージョン (SBR, Cx-B) をセメント重量に対して 5% 添加すると著しく曲げ強度が増大する。

- (2) 鋼繊維無混入コンクリートの材令 28 日における弾性ひずみおよび引張変形能力はそれぞれ 120×10^{-6} および 500×10^{-6} 程度であった。一方、鋼繊維を 1% ならびに 2% 混入した SFRC について G.L. 67 mm のストレイ

ンゲージで測定した最大引張ひずみは無混入のそれと同程度か若干大きい程度であり、ひずみの均一分散が認められなかった。鋼繊維モルタルについても鋼繊維混入率2%まではコンクリートの場合と同様の傾向にあるが4%程度にまで高めたものでは最大引張ひずみは無混入に比し数倍に増大し、ひずみの均一分散が示された。

- (3) 粗骨材最大寸法20mmを用いた圧縮強度 900 Kg/cm^2 程度の高強度コンクリートの耐衝撃性は鋼繊維を2%混入しても改善されなかったが、粗骨材最大寸法を10mmとすれば鋼繊維混入率の増加にともなって耐衝撃性は増大する傾向にあった。
- (4) 圧縮強度が 900 Kg/cm^2 程度の高強度コンクリートに2,000回以上の凍結融解作用をくり返しても相対動弾性係数は90%以上であり極めて耐久であることが示された。さらにこのようなコンクリートに鋼繊維を数パーセント混入した場合には相対動弾性係数は95%程度であって無混入のものよりもさらに凍結融解作用に対する抵抗性を備えていることが確かめられた。これはコンクリート中に鋼繊維が分散し、網状構造を形成してコンクリートを効果的に補強することによるものである。
- (5) 潮風の作用を受ける海浜に放置したSFRCの曲げおよび圧縮強度は5年間暴露したものであってもなお増進する傾向にあることが確かめられた。一方、暴露したSFRCの表面には放置直後から鋼繊維の発錆によると思われる茶褐色の着色を生じ、この着色の大きさは暴露期間の経過にともなって増大する傾向にあることが認められた。しかし、供試体破断面を詳細に観察すると発錆は表面近傍にある鋼繊維のみに限られ、発錆の認められる鋼繊維においても錆は表面に近い部分のみであり、鋼繊維全体に及んでおらず、また、コンクリートの中性化も表面のごく一部にすぎない。
- (6) 回転式摩耗試験装置を用いたSFRCの摩耗は鋼繊維無混入のコンクリートに比べて極めて小さく、いずれの材令においても重量減少率は鋼繊維混入率の増大に伴って低減することが示された。これは耐摩耗性の大きい鋼繊維がコンクリートマトリックス中に均一に分布し、マトリックスを効果的に補強したことによるものと考えられる。
また、コンクリートの圧縮強度と摩耗による重量減少率とは密接な関係にあり、鋼繊維混入率を同じくしたコンクリートにおいては水セメント比のいかんにかかわらず両者は概ね同一の直線で示されることが確かめられた。
- (7) SFRCの水密性は鋼繊維無混入のコンクリートに比べて若干劣る。これは鋼繊維によってブリージング水の上昇が阻止され鋼繊維下面近傍に水隙として滞留し、コンクリート中の弱点を形成することによるものと思われる。このことはSFRCのブリージング率が鋼繊維無混入のものに比べて小さいことから伺い知ることができる。
- (8) 超速硬性のジェットセメントコンクリートに鋼繊維を2%混入した場合、材令4時間の曲げ強度は 75 Kg/cm^2 と非常に大きな値が得られた。ジェットセメントを用いたSFRCは初期における強度発現、耐久性等が要求される緊急工事に対しては有用な材料である。

謝 辞

この論文の提出にあたり終始懇篤な御指導御助言を賜った京都大学工学部教授岡田清先生に対し、茲に謹んで感謝の意を表します。

また、本論文は小野田セメント株式会社中央研究所で実施した著者のおよそ10年間にわたる研究成果を取りまとめたものであり、格別の御配慮を頂いた河野俊夫中央研究所所長に深甚の謝意を表します。

あわせて今日まで種々御世話になった方々ならびに本研究の実験、報告書の作成に御協力頂いた中央研究所コンクリートチームの諸氏に深く感謝致します。